

FERRO10

X SIMPOSIO INTERNACIONAL
DEL FERROCEMENTO
Y COMPUESTOS DELGADOS
DE CEMENTO REFORZADO

10th INTERNATIONAL SYMPOSIUM
ON FERROCEMENT
AND THIN REINFORCED
CEMENT COMPOSITES

Palacio de Convenciones
La Habana, Cuba
15-17 de octubre de 2012

*Una tecnología apropiada y sostenible
para países en desarrollo*

*Ferrocement an Appropriate
and Sustainable Technology for under
Development Countries*

Editores

Hugo Wainshtok Rivas
Lázaro Prada Seoane
Iria Granda Castro



X SIMPOSIO INTERNACIONAL
DEL FERROCEMENTO
Y COMPUESTOS DELGADOS
DE CEMENTO REFORZADO

10th INTERNATIONAL SYMPOSIUM
ON FERROCEMENT
AND THIN REINFORCED
CEMENT COMPOSITES

FERRO10

X SIMPOSIO INTERNACIONAL
DEL FERROCEMENTO
Y COMPUESTOS DELGADOS
DE CEMENTO REFORZADO

10th INTERNATIONAL SYMPOSIUM
ON FERROCEMENT
AND THIN REINFORCED
CEMENT COMPOSITES

Palacio de Convenciones
La Habana, Cuba
15-17 de octubre de 2012

Editores

Hugo Wainshtok Rivas
Lázaro Prada Seoane
Iria Granda Castro



FERRO 10

X Simposio Internacional del Ferrocemento y Compuestos Delgados de Cemento Reforzado
La Habana, Cuba 15-17 de octubre de 2012

Editado por:

Dr. Ing. Hugo Wainshtok Rivas

Profesor de Mérito del Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría (ISPJAE)

Lázaro Prada Seoane

Iria Granda Castro

Diseño gráfico y composición:

Lázaro Prada Seoane

590 páginas

Organizado:

Sociedad de Ingeniería Civil de la UNAICC

Auspiciado:

Sociedad Internacional del Ferrocemento (IFS)

Centro de Información Internacional del Ferrocemento (IFIC)

Unión Nacional de Arquitectos e Ingenieros de la Construcción de Cuba (UNAICC)

Impreso en:

PALCOGRAFI, La Habana, Cuba, octubre 2012

ISBN 978-959-247-098-9

Editorial Obras

Publicado y distribuido por la UNAICC

Organización del Simposio

Presidente:

Wainshtok Rivas, Hugo (ISPJAE, Cuba)

Co- presidente:

Balaguru, Pelmusalmany (Instituto Tecnológico de New Jersey, USA)

Vicepresidentes:

Nassif, Hani (New Jersey Institute of Technology, USA)

Moscoso, Mario (San Simón University, Bolivia)

Comité de Dirección Internacional

Presidente:

Naaman, Antoine E. (EUA)

Vice presidente:

Nedwell, Paul (Gran Bretaña)

| | |
|-----------------------|-----------------|
| Austriaco, Lilia | Filipinas |
| Bedoya, Daniel | Colombia |
| Brameshuber, Wolfgang | Alemania |
| Canmorano, José | Uruguay |
| Castro, Marcelino | Nicaragua |
| Colón, Emilio | CMIC |
| Delvasto, Silvio | Colombia |
| Djausal, Ansori | Indonesia |
| Dubey, Ashih | EUA |
| Durán, Silvio | FAICA |
| Fernández, Alonso | México |
| Gries, Thomas | Alemania |
| Guerra, Antonio | Rep. Dominicana |
| Guettu, Ravindra | India |
| Hanai, Joao Bento | Brasil |
| Martirena, Fernando | Cuba |
| Melo, Antonio | España |
| Milenkovic, Milenko | Serbia |
| Moreno, Paul | Ecuador |
| Moya, Raul de | Rep. Dominicana |
| Nimityongskul, Pichai | Tailandia |
| Paramasivam, P. | Singapur |
| Quiñones, Javier | Guatemala |
| Reinhardt, Hans Wolf | Alemania |
| Rhyner, Kurt | Suiza |
| Salgado, Julio | UPADI |
| Sayamipuk, Sun | Tailandia |
| Shah, Surendra P. | EUA |
| Tan, Kiang Hwee | Singapur |
| Tatsa, Elisha | Israel |
| Uomoto, T. | Japón |
| Vázquez, José E. | México |
| Waldshlagel, Owen | EUA |

Organización del Simposio

Comité Científico

Presidente:

Bolander, John (EUA)

Vice presidente:

Paramasivam, P. (India)

| | |
|----------------------|-----------------|
| Aalami, Fikri | Indonesia |
| Ahmad, Shuaib | Pakistan |
| Alexander, R. | Nueva Zelandia |
| Banthia, Nemy | Canada |
| Choubury, J.R. | Bangladesh |
| Curbach, Manfred | Alemania |
| Desai, J.A. | India |
| El-Debs, Mounir | Brasil |
| Guerrero, Patricia | Colombia |
| Harik Issam | EUA |
| Hossain, Z. | Japón |
| Ismail, M. | Malasia |
| Jaturapitakkul, C. | Tailandia |
| Jennings, J. | Gran Bretaña |
| Jerves Rubén | Ecuador |
| Lodi, H. | Pakistan |
| Lopez, Maria | EUA |
| Macías, José | Cuba |
| Mansur, Abou | Malasia |
| Melo Filho, J. | Brasil |
| Menéndez, Martín | Rep. Dominicana |
| Mironkov, B. A. | Rusia |
| Mobasher, Barzin | EUA |
| Nassif, Hani | EUA |
| Ong, Gary | Singapur |
| Ortiz, Margarito | México |
| Peled, Alva | Israel |
| Sakai, T. | Japón |
| Sujivorakul, Chuchai | Tailandia |
| Tatnall, Peter C. | EUA |
| Toledo Filho, R.D. | Brasil |
| Vickridge, Ian | Gran Bretaña |
| Wei, Sun | P.R. China |
| Zureick, Abdul Hamid | EUA |

Organizador:

Sociedad de Ingeniería Civil (UNAICC)

Promotores:

Sociedad Internacional del Ferrocemento (IFS)

Centro Regional de Estudios del Ferrocemento (CREDEF)

Unión Nacional de Arquitectos e Ingenieros de la Construcción de Cuba (UNAICC)

Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría (ISPJAE)

Comité Organizador Nacional**Presidente:**

Wainshtok, Hugo

Vice-presidente:

Cerezález, Ernesto

Hernández, Henry

Lizazo, Yenliu

Navarro, Nelson

Porter, Arturo

Secretariado:

Barceló, Maritza

Echeverría, Martha

Lorenzo, Neli

Morales, Reinaldo

Santos, Cecilia

Organizador profesional:

Mesa, Mireya (Palacio de las Convenciones de La Habana)

I

Nuevos materiales y tecnologías New Materials and Technologies

| | |
|---|------------|
| Compatibility study of pvc-coated weld mesh in thin reinforced cementitious matrix | 17 |
| P.B. Sakthivel and A. Jagannathan | |
| Material characterization of fiber reinforced cementitious matrix (FRCM) composite laminates | 29 |
| Diana Arboleda, Givani Loreto, Antonio De Luca and Antonio Nanni | |
| Uso de las fibras orgánicas en paneles ligeros | 39 |
| Jorge Bernardo Acevedo Catá e Inocente Bojórquez Báez | |
| Textile Reinforced Concrete-Providing sustainability for flexible urban concepts | 49 |
| Silke Tomoscheit and Thomas Griesz | |
| La experiencia cubana con el empleo del fibrequén | 59 |
| José Alfonso Macías Mesa y María de Lourdes Artola Pimentel | |
| Las fibras naturales una alternativa sustentable a partir del bambú en la conformación de componentes para la construcción | 75 |
| Juan Manuel Pascual Menéndez | |
| Rice straws as reinforcement concrete hollow blocks | 83 |
| Isabelita T. Bautista and Lilia Robles-Austriaco | |
| The effects of high temperature on the strength of rice husk ash concrete | 91 |
| Manolito S. San José and Nicanor C. Austriaco | |
| Properties of poly(vinyl alcohol) fiber reinforced high-performance organic aggregate cementitious material: converting brittle to plastic | 97 |
| Houssam Toutanji and B. Xu | |
| Efecto de la adición de ceniza volante sobre la resistencia química a sulfatos de cementos | 103 |
| Daniela Eugenia Angulo, Silvia Izquierdo García, Arbey Cerón, Marcos Contreras y Ruby Mejía de Gutiérrez | |
| Análisis comparativo de la durabilidad de un cemento adicionado con ceniza volante, toba volcánica y ceniza de bagazo de caña de azúcar | 113 |
| Daniela Eugenia Angulo, Diana Marcela Burgos, William Gustavo Valencia y Ruby Mejía de Gutiérrez | |
| Cement based composites with fibres for thin wall elements: fatigue parameters | 123 |
| Stanislav Seitzl, Zbyněk Keršner and Vlastimil Bílek | |

- Behavior of textile reinforced concrete under compression load 129**
Frank Jesse, Thomas Unger and Mario Dambrowski
- Experimental analysis on bending of cement mortar reinforced with fibre glass 139**
Mounir Khalil El Debs

II

Análisis, diseño y construcción Analysis, Design and Construction

- Reforzamiento de una presa de ferrocemento afectada por fenómenos hidrometeorológicos extremos 155**
Margarito Ortiz Guzmán, Valentín Juventino Morales Dominguez y Manuel Dino Aragón Sulik
- Fiber Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) composites as confining systems for reinforced concrete columns 161**
Adane Abegaz, Suaris Wimal, Antonio Nanni and Antonio de Luca
- Experimental and numerical investigations about Ferrocement and hybrid solutions for repairing and/or strengthening reinforced concrete beams 171**
Amir Si Larbi, Amen Agbossou and Patrice Hamelin
- Reparación de estructuras con ferrocemento 191**
Hernán Eusebio Arnés Valencia
- El ferrocemento en la consolidación estructural en obras de restauración 201**
Ximena Karla Santa Cruz Mérida
- An application of ferrocement shell roof on rehabilitation of mosque construction after 29 years of services 207**
Alami Fikri and Junaedi Tas'an
- Performance of ferrocement as flexural strengthening in rural areas 213**
S.F.A. Rafeeq, D.S.V. Khan and H.S. Lodi
- Energy absorption capacity of short ferrocement columns under biaxial load 223**
Jianqi Wang, Paul Nedwell and Parthasarathi Mandal
- Comportamiento experimental de muros con perfiles de acero de lámina delgada y placas de ferrocemento 233**
Patricia Aydeé Guerrero Zúñiga y Carlos Andrés Gaviria Mendoza
- Flexural Behaviour of Lightweight Ferrocement Fencing Panels 243**
Rasiah Sriravindrarajah, Antonio Martín Rodríguez and Christian Ariel Gómez
- Preliminary Investigation on Ultra-High Performance Ferrocement 251**
Kay Wille and Antoine E. Naaman

| | |
|--|------------|
| Shear behaviour of ferrocement beams: experimental and fem study | 261 |
| S. Tian, Parthasarathi Mandal and Paul Nedwell | |
| Ductility and energy absorption capacity of hybrid ferrocement hollow slabs subjected to cyclic loading | 269 |
| D. Shoba Rajkumar, V. Rajkumar and R.Sundararajan | |
| Stochastic cracking of composites with heterogeneous reinforcement | 279 |
| Rostislav Rypel, Rostislav Chudoba, Miroslav Vořechovský and Josef Hegger | |
| Posibilidades del empleo de fivicento como material de construcción | 291 |
| J. Marco García, C. Fernández Caballero, J.A. Marco Mendivil e I. Muñoz del Toro | |
| Generación de muros de ferrocemento a partir residuos agroindustriales | 301 |
| Daniel Bedoya Ruiz | |

III

Aplicación en obras de arquitectura e ingeniería Application in Architectural Works and Engineering

| | |
|---|------------|
| Le Toumelin: a Successful Ferrocement Shooner | 317 |
| Antoine E. Naaman and Pierre Brenet | |
| Elementos flotantes de grandes dimensiones, de hormigón | 327 |
| Enrique de Jongh Caula | |
| Piscinas de Ferrocemento en Cuba. ¿Utopía o realidad? | 331 |
| Hugo Wainstok Rivas y Henry Hernández Sotomayor | |
| Diseño y construcción de la piscina en ferrocemento de la etapa krypton de villa club | 341 |
| Jaime Eduardo Landívar Vera | |
| Revolutionary application of ferrocement water tanks, water treatment plants and waste water treatment plants at Minas Gerais, Brazil | 345 |
| Bonifacio Savio Nunes | |
| Represas de ferrocemento. Opción para retención de agua de lluvias en zonas semiáridas en la Mixteca Oaxaqueña, México | 367 |
| Margarito Ortiz Guzmán, Manuel Dino Aragón y Valentín Morales Domínguez | |
| Sistema de edificios residenciales sismoresistentes de ferrocemento (serf): una opción para la construcción de viviendas de interés social | 375 |
| Hugo Wainstok Rivas y Yen-Liu Lizazo Hernández | |
| Elementos de ferrocemento para vivienda social | 387 |
| Sergio Moraga | |

| | |
|---|------------|
| Coordinación modular y ferrocemento | 393 |
| Germán Ignacio García Corredor | |
| La experiencia del CIIDIR IPN en proyectos de vivienda y edificios públicos de ferrocemento en Oaxaca, México | 419 |
| José Luis Caballero Montes, Rafael Alavés Ramírez y Tertuliano Caballero Aquino | |
| Arquitectura orgánica | 427 |
| Javier Senosiain Aguilar | |
| Superficies alabeadas y esféricas de ferrocemento | 437 |
| Domingo Antonio Alás Rosell | |
| El ferrocemento en obras escultóricas | 445 |
| Ximena Karla Santa Cruz Mérida | |
| The Plasticity of Ferrocement: It's Potential For Architectural Application and Influence on Architectural Form | 451 |
| Anupama Kundoo | |
| Flexibilidad funcional y plasticidad formal del ferrocemento en equipamientos recreativos: rompiendo prácticas tradicionales | 457 |
| Huáscar Bolívar Vallejo | |
| La morfología sin límite para la imaginación y su formación con ferrocemento | 463 |
| Javier Rodrigo Moscoso Tejada y Karen Aranibar Miranda | |
| Sustainable ferrocement sports hall | 471 |
| Milenko Milinković and Mladen Milinković | |
| Fibre-reinforced and Ferrocement Car-park Pavers | 481 |
| Rasiah Sriravindrarajah | |
| El ferrocemento y sus posibilidades de transporte isado de láminas para fachadas y arreglos estructurales | 489 |
| Javier Rodrigo Moscoso Tejada | |
| Estructura laminar compuesta | 495 |
| Roque J. Méndez Baeza | |

IV

Desastres, durabilidad y otros Disasters, Durability and Others

| | |
|--|------------|
| Reducing the Carbon Footprint in Concrete Construction-a case study | 503 |
| Silke Tomoscheit, Thomas Gries, Michael Horstmann and Josef Hegger | |
| Natural disaster control with Smart Textile Reinforced Concrete | 517 |
| Till Quadflieg, Silke Tomoscheit and Thomas Gries | |
| Ferrocement Technology For Disaster Mitigation and Resistance | 523 |
| J.A. Desai | |
| Comportamiento sísmico de muros de ferrocemento | 529 |
| Daniel Bedoya Ruiz, Diego Álvarez Marín y Gilberto Ortiz García | |
| Modelo dinámico no lineal para el comportamiento sísmico de casas de viviendas de ferrocemento | 545 |
| Daniel Bedoya Ruiz, Jorge E. Hurtado Gómez y Diego Álvarez Marín | |
| Seismic fragility of ferrocement housing | 555 |
| Daniel Bedoya Ruiz, Jorge E. Hurtado Gómez and Diego Álvarez Marín | |
| Seismic performance of unreinforced beam-column joints strengthened using ferrocement and diagonal reinforcements at low and high axial load ratios | 563 |
| Bo Li, Eddie Siu-shu Lam, Bo Wu and Ya-yong Wang | |
| Elementos de ferrocemento después de 25 años de vida útil | 575 |
| Francisco Javier Quiñónez de la Cruz | |
| Índice de autores | 587 |

Prólogo

Ferrocemento y láminas delgadas de cemento reforzadas, son esencialmente elementos de hormigón armado de menos de 5 cm de espesor. Por tal motivo sus componentes se corresponden con estos espesores y el refuerzo está sometido a una disminución en la escala, telas de mallas de alambres de pequeño diámetro en lugar de barras de acero y la matriz de mortero en lugar del hormigón.

En los últimos 50 años, los que marcan el uso moderno del ferrocemento y láminas delgadas de cemento reforzado, su análisis, diseño y construcción fueron objeto de considerables avances en: 1-El refuerzo, como la utilización de acero de alta resistencia, polímeros reforzados con fibras, textiles en 2D o 3D etc; 2-La matriz cementosa, de alta resistencia o alto desempeño, alta durabilidad, ligereza, mezclada con materiales suplementarios, aditivos auto compactantes y de muy alta resistencia; 3-La adición de fibras y microfibras como suplemento al refuerzo convencional y 4-Los procesos de construcción desde un emplastecido simple hasta procesos de extrusión, infiltración etc.

Los principales objetivos de este simposio son proveer información actualizada sobre el desarrollo y avances en la investigación en el campo del ferrocemento y compuestos delgados de cemento reforzados; permitir el intercambio de experiencias y conocimientos y visión entre especialistas del mundo entero; coordinar la colaboración e intercambio técnico entre investigadores y constructores tanto nacionales como internacionales; identificar los aspectos técnicos que necesiten una investigación a mediano o largo plazo, así como sugerir las direcciones a seguir.

El simposio se dirige en general a reforzar el criterio del ferrocemento como un material apropiado y sostenible para los países en desarrollo.

Otro particular aspecto de este simposio es la participación por primera vez en eventos de este tipo, de arquitectos cuyo diseño se vincula a una arquitectura orgánica, contando en este aspecto con profesionales de Suiza, Francia, Bolivia, México, República Dominicana, Cuba y Colombia.

En FERRO 10 se recibieron 58 trabajos de 28 países los que se han agrupado en 4 temas:

I: Nuevos materiales y tecnologías.

II: Análisis, diseño y construcción.

III: Aplicación en obras de arquitectura e ingeniería.

IV: Desastres, durabilidad y otros.

Aprovechamos esta oportunidad para agradecer a los autores que han hecho posible esta publicación y a todos aquellos que de una forma u otra han apoyado la realización de este simposio.

Nuevos materiales y tecnologías New Materials and Technologies

COMPATIBILITY STUDY OF PVC-COATED WELD MESH IN THIN REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX

P.B. Sakthivel ¹ y A. Jagannathan ²

ABSTRACT

Ferrocement is a novel cement-based composite material which is having an aesthetical appearance in its thinnest form. To date, steel meshes have been the primary reinforcement traditionally used for ferrocement and there is a common perception that they are susceptible to corrosion due to the small amount of cover provided. To improve the durability of ferrocement, ACI suggests use of non-metallic or other suitable, new or advanced materials. Considering the research gap in corrosion and durability studies, use of a new reinforcing material in ferrocement, namely PVC coated G.I. mesh, which is easily available in India has been proposed in this paper. Since previous studies are not available with this material, an attempt has been made in this research work to find out whether the PVC coated welded wire mesh is compatible with cementitious matrices. The compatibility studies have been conducted by casting 250 mm square ferrocement slabs with thickness of 15mm. using this PVC-coated G.I. weld mesh of opening size 12.5 mm X 12.5 mm and employing a simple free-fall drop-weight instrument facility. These low velocity impact tests were performed by suddenly imparting these slabs to a large amount of external energy by falling mass dropped from a height of 300 mm in a repeated manner till it reached ultimate failure. All slabs have been cast with sand-cement and water-cement ratios as specified in ACI and ferrocement model codes. The impact on ferrocement slabs using PVC-coated weld-mesh are compared with that of control specimens that are cast with ordinary G.I. weld mesh of same diameter and opening size. The relationship between the impact load, energy absorption and crack patterns have been worked out and the results arrived at show that good performance has been achieved using this new PVC coated G.I. mesh material. The experimental results indicate that the more the number of mesh layers, higher is the energy absorption level both in PVC coated weld mesh and control specimens. Since the use of protective PVC coating on G.I. weld mesh will completely eliminate corrosion, this paper recommends special applications of ferrocement using this new mesh type. This study finally concludes that PVC-coated weld mesh is compatible with thin reinforced cementitious matrices, otherwise named as ferrocement.

Keywords: Durability, Corrosion, Ferrocement, Cementitious Composites, Impact

1.0-INTRODUCTION

Buildings should be structurally safe, functionally efficient, aesthetically appealing in its various architectural forms and shapes, and long-lasting, and exploring building materials that can perform all the desired functions is important in the current scenario. Ferrocement (otherwise called "Cementitious Composites) is an ingenious invention of the mid-19th Century that saves energy and conserves the world's most scarce resources and protects human and environment. Naaman [1], Shannag [2] describe ferrocement as a highly versatile thin-walled section (10-25 mm thick) which is made up of cement mortar (without coarse aggregates) using controlled quantity of water, with several

1-Dr. Professor, Department of Civil Engineering, Jerusalem College of Engineering, Chennai-600 100, Tamil Nadu, India

2-Dr. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Pondicherry Engineering College, Puducherry, India

layers of relatively small diameter wire/weld meshes distributed throughout the cement matrix. Ferrocement has much greater tensile and flexural strength and flexibility, rigidity and resilience than RCC [3], [4], [5] and is capable of withstanding impact loads, and has good crack resistance and the ability to undergo large deflections before collapse [1], [6], [7], [8]. The ferrocement building technique, over the years, has gained respect in terms of its superior performance and now is being used not only in roofing and walls, but also in repair and strengthening of old, deteriorated or damaged RCC structures [9].

Ferrocement can be made to last for many years, but this depends upon several factors like mortar composition, quality of aggregates, water-cement ratio, degree of compaction, thickness of mortar cover over the reinforcement, curing and corrosion of reinforcement [10]. Several teams from India, Brazil, Japan and France have brought out the theoretical aspects of causes and processes of corrosion in ferrocement elements and also conducted few experiments using different parameters with a special focus on reinforcement cover [11], but mostly suggest use of durable mortar mix to strengthen the porosity or permeability of cement mortar in order to avoid corrosion in cementitious matrix. From previous studies [1], [12], [13], it is learnt that the best way to produce durable ferrocement elements is to use high quality cement mortar adopting high cement/aggregate ratio and low water-cement ratio (preferably 0.35-0.45) and produce a fully compacted matrix, with low permeability and low porosity. But the present authors would like to raise a question whether by protecting just the hardened cement mortar through use of high strength impermeable mix or modifying the matrix and its composition by adding admixtures will really protect the internally placed thin steel mesh reinforcement from corrosion, and in the event of cement matrix getting disintegrated due to weathering or some environmental conditions, will not aggressive or corrosive liquids enter the reinforcing mesh and corrode them? Will not the rusted steel mesh split into smaller pieces, and lose its integrity, if there is corrosion attack?

Xiong [14] and Akhtar et al. [15] suitably answer the above questions by saying that the foremost factors affecting the durability of ferrocement is the corrosion of wire/ weld meshes and the small cover of 2-3 mm permits the liquids or corrosive agents to pass through thin mortar cover and easily reach the ferrocement mesh, especially in corrosive environments [2]. With the passage of time, the effective strength of the wires is reduced due to reduction in diameter leading to deterioration of bond between the reinforcing steel mesh and cementitious matrices [15]. ACI-549 [6] suggest that research studies on corrosion with various types of meshes are required for the full development of ferrocement, and durable and long-term anti-corrosion techniques are to be introduced to prevent the effect of penetration of water and salts that could lead to the corrosion of reinforcing wire mesh. Sakthivel and Jagannathan [16] strongly recommend the use of non-corrosive reinforcing mesh materials made of Stainless Steel, Poly-vinyl Chloride (PVC), High Performance Plastic or any other non-metallic materials, or steel meshes with suitable protective coating in ferrocement or new/ advanced reinforcing materials. Based on the study recommendations of Wang et al. [17] that the rapid development in reinforcing meshes and matrix design requires continuous research to characterize the new material and improve the overall performance of ferrocement, this study brings out preliminary investigation on use of PVC-coated steel weld mesh as corrosion-free reinforcement in cementitious matrix, mainly to check its compatibility in ferrocement elements through an impact performance test. From the limited research work carried out on the impact performance of ferrocement systems, the very high potential of ferrocement material in applications involving impact was recognized [18]. This study compares the impact results of slabs using PVC (Poly-Vinyl Chloride) and GI (Galvanised-Iron) coated steel weld meshes (henceforth called as 'P' and 'G' meshes respectively, and terminologies used throughout this paper) and brings out the results of energy absorption and failure patterns of slabs with varying layers of meshes.

2.0-EXPERIMENTAL INVESTIGATION

2.1-Materials

Ordinary Portland Cement (OPC) 53 Grade conforming to IS 12269 [19], and locally available river sand which was screened through 2.36mm sieve and that conform to Zone II of IS 383 [20], with a specific gravity of 2.68 and fineness modulus of 2.59, has been used for casting the ferrocement slabs. The ferrocement mortar mix ratio, cement: sand: water (by weight) chosen for this study was 1:2:0.43, as suggested by ACI Committee, 549 [6]. Fresh and clean potable (drinking) water was used for mixing and curing the test specimens [16], [21]. The mortar had 28 days cube and cylinder compressive strength of 36.5 and 31.0 N/mm² respectively; flexural strength of 13 N/mm² and split tensile strength of 4.75 N/mm². Workability performance was checked using mortar flow table test as per IS: 2250-1981 [22] and satisfactory flow value results were obtained, and the cone penetration depth values ensured good consistency of mortar. Both 'P' and 'G' meshes are of 1 mm diameter and 12.5 mm square grid spacing, and are easily available in the open market in the brand name, 'DELLA', in standard roll sizes of 0.9144 m X 10 m for 'P' meshes and 0.9144 m X 15.24 m for 'G' meshes. The yield strength of 'P' and 'G' meshes are 392 N/mm² and 490 N/mm² respectively and the tensile strength was found to be 490 N/mm² and 588 N/mm² for 'P' and 'G' meshes respectively.

2.2-Casting of Specimens

For this research work, 18 nos. ferrocement slabs of 250 mm X 250 mm X 15mm (thickness) were cast, out of which 9 nos. are test specimens reinforced with 'P' meshes and 9 nos. belong to the category of control specimens with 'G' meshes. The above slab size was chosen based on ease of handling and on recommendations of Jagannathan [23]. The entire casting process is shown in Fig.1 (a-i). From the big rolls of 'P' and 'G' weld meshes (Fig. 1a), the required size of 'P' and 'G' meshes were first cut (Fig. 1b) to required sizes (Fig. 1c), leaving cover of 3 mm on all the four sides. The required amount of sand and cement were weighed carefully and dry-mixed and then requisite amount quantity of water was gradually added while the ferrocement mortar was continuously stirred (Fig 1d). All specimens were cast in wooden moulds (Fig. 1e) with specific precautions to facilitate easy demoulding of slabs after hardening of cement mortar. The moulds were placed on plywood platforms, made of good quality wooden boards, to get proper slab finish without any undulations. First, the cover mortar was spread inside the wooden mould and manually compacted with mason's trowel (Fig. 1f), and evenly finished. No mechanical vibrators have been used during casting. Then the first layer of wire mesh is placed over the freshly laid cover mortar (Fig. 1g). This is called the laying-up technique (or laminating process) which was developed by Martin Iorns of California, involving placement of mesh in the mortar rather than the mortar in the mesh. A major advantage of the lay-up technique is that each layer of mesh is placed under full visual contact; any gap in the mortar is immediately apparent and instantly corrected [1], and then the next layer of mortar was forced into the mesh reinforcement with trowel (Fig. 1h), leveled and compacted to the required thickness. The process was repeated with more layers of mortar until the specimen contains the desired number of mesh layers and the final layer of mesh is placed at the top with required cover thickness using glass cover blocks (Fig.1i). In this study, it was only possible to provide only a maximum of three mesh layers as the thickness of ferrocement slabs is only 15mm.

The slab specimens were demoulded after 24 hours, and temporary identification marks were given using indelible ink. As curing is very important for ferrocement mortar to maximize hydration and minimize entrapped air, the specimens were initially cured by wrapping the specimens in wet gunny sacks, and subsequently the slabs were transferred to curing tank to achieve complete curing of 28 days.

The slab specimens were white-washed to study the crack propagation, and also marked with proper codes for easy identification of the slabs (see Fig. 5 and Fig. 6) viz., SL PLAIN (P), DL PLAIN (P), TL PLAIN (P). The abbreviations: SL, DL and TL represent Single Layer, Double Layer and Triple Layer respectively. PLAIN means Plain Cement Mortar (without coarse aggregates), and 'P' shown in brackets (P) represent PVC-coated steel weld mesh. SL PLAIN, DL PLAIN AND TL PLAIN represent the control specimens reinforced with single, double and triple layers of GI coated weld mesh.

PVC-coated steel weld mesh. SL PLAIN, DL PLAIN AND TL PLAIN represent the control specimens reinforced with single, double and triple layers of GI coated weld mesh.



a) GI and PVC-coated Weld Meshes



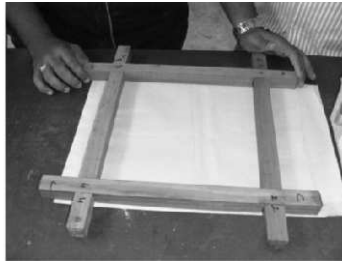
b) Cutting the PVC-coated Weld Mesh



c) Cutting GI-coated Weld Mesh to required size



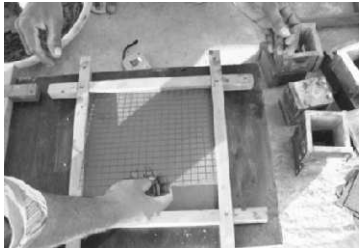
d) Mixing Ferrocement Mortar (Sand and Cement) with requisite water



e) Wooden Mould



f) Manually compacting the plain ferrocement mortar



g) Placing the PVC-coated weld-mesh over finished layer of cement mortar



h) Forcing cement mortar into the PVC-coated Weld Mesh



i) Glass Cover (Spacer) Blocks for maintaining mortar cover above PVC-coated Mesh

Fig. 1- Casting Process of Ferrocement Slabs

2.3-Test Procedure.

In this study, the impact test was conducted on ferrocement slabs to assess the ability of the specimens to absorb energy during deformation [24], [25]. Khan [18] and Elavenil and Samuel Knight [26] mention that even though there are several methods adopted for assessment of the impact loading of structural members like charpy tests, pendulum-type tests or servo-hydraulic rams and simple free-fall and instrumented drop weight velocity test, there is no standard methodology that has been adopted to evaluate the impact resistance of cementitious composites. Therefore, the present authors have followed the most widely used and free-fall drop-weight impact test, as suggested in other research studies [18], [23], [27], basically to check the compatibility of 'P' mesh in ferrocement slabs, and compare the results with control specimens cast with 'G' meshes.

The impact test set up is shown in Fig. 2. The bottom steel platform on which the slab was placed to evaluate the energy absorption levels has been designed in such a way that it is static and does not move

during impact tests, and the height is appropriately fixed to observe the development of cracks from the bottom. The specimen was placed in simply supported position in the testing frame with the finished face up. The steel ball (1 kg) was lifted through a pulley fixed at the top frame (Fig. 2) and repeatedly dropped from a height of 300 mm at the center of the specimen. While the impact test on each slab specimen is in progress, the number of blows required for the appearance of the first visible crack at the bottom of the specimen was carefully noted down and the crack width has been measured accordingly using a crack-measuring microscope. Then the slab was positioned back, as necessary, and the number of blows was continued till it finally reached the ultimate failure stage. On increasing the number of blows from initial cracks towards ultimate failure stage, tiny fragments start peeling-off and fall down from the bottom side of the slab, indicating specimen failure mode, and this basically depends upon the previous experience of the researcher or suitable guidance of the experts on this type of research works. The slab was comfortably removed from the test set-up at this stage and the top and bottom faces of the specimen were carefully examined for sustained damage, crack width and varying crack patterns.

2.4-Formulae for Impact Energy and Residual Strength.

Jagannathan [23] has given the following formula (equation 1) for calculating the Impact Energy (IE) absorbed by ferrocement slabs:

$$IE = w. h. n. \text{ (measured in Nm or J) } \dots\dots\dots(1)$$

where w = weight of the stroker (i.e., steel ball, 1 kg = 9.81 N),
 h = height of drop (0.3m), and
 n = number of impacts (blows) required to open up a crack of a particular size.

Jagannathan [23]; Ramakrishna et al. [28]; and Ramakrishna et al. [29] have given the following formula (equation 2) for calculating the Residual Impact Strength, IRS :

$$IRS = \frac{\text{Energy absorbed upto ultimate failure}}{\text{Energy absorbed at initiation of first crack}} \dots\dots\dots(2)$$

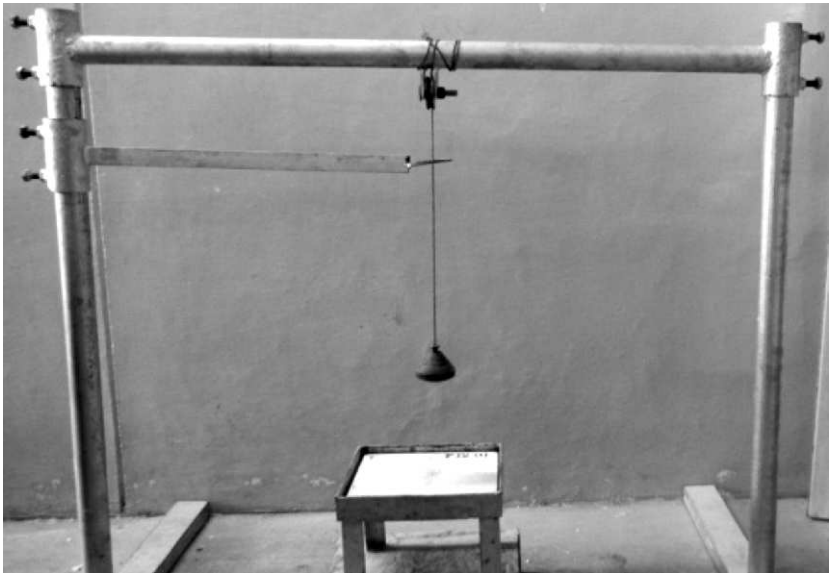


Fig. 2- Impact Test Set-up

3.0-RESULTS AND DISCUSSION

The results of the experimental works are brought out in Tables 3.1 to 3.4, and Figures 1-6, and discussed in the following sections.

3.1-Energy Absorption of Ferrocement Slabs

It is interesting to note from Table 3.1 that the number of blows received by the slabs (for formation of initial cracks and reaching ultimate failure stage) increases with increase in number of layers.

Blows at First Crack and Ultimate Failure Stage

Table 3.1. Number of Blows at First Crack and Ultimate Specimen Failure Stages

| No. of Mesh Layers | No. of Blows on Ferrocement Slabs (using 1 kg steel ball) | | | |
|--------------------|---|----------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|
| | Using 'P' Mesh | | Using 'G' Mesh | |
| | No. of Blows at First Crack | No. of Blows at Ultimate Failure | No. of Blows at First Crack | No. of Blows at Ultimate Failure |
| 1 | 1 | 10 | 2 | 23 |
| 2 | 2 | 24 | 4 | 48 |
| 3 | 3 | 39 | 5 | 66 |

Based on the number of blows, the impact energy (IE) absorbed by the slabs is calculated using equation 1 given in section 2.4 of this paper, and the results are presented in Table 3.2, Table 3.3 and Fig. 3. It was found that the ferrocement slabs reinforced with 'P' mesh demonstrate lower energy absorption level, compared to control specimens using 'G' mesh in both initial crack and ultimate failure stages. It can also be seen from Table 3.2 that the ferrocement slab specimens reinforced with 'P' mesh with 1, 2 and 3 layers showed only 43%, 50% and 59% of energy absorption obtained by the control specimens cast with 'G' mesh with 1, 2 and 3 layers respectively. These results reflect that the impact energy absorbed by the slabs with 'P' mesh is about 50% of the energy obtained by slabs with 'G' mesh, and the lesser energy level of slabs reinforced with 'P' mesh may be attributable to the basic strength properties of the mesh and also the ineffective transfer of load/energy (during impact) through the meshes due to poor bonding characteristics of the PVC coating on steel weld mesh with the cementitious matrix.

When the energy absorption for slabs with both 'P' and 'G' meshes is studied layer-wise (1-2-3) from Tables 3.2, 3.3 and Fig.3, the results reveal that the impact strength increases with the increase in number of layers of reinforcing weld mesh. When the reinforcing mesh was increased from 1 to 2 layers, the energy absorption capacity (at ultimate specimen failure stage) has increased by almost 2.40 times (i.e., from 29.430 J to 70.632 J respectively) for slabs reinforced with 'P' mesh and almost 2.09 times (i.e., from 67.689 J to 141.264 J respectively) for control specimens with 'G' mesh. Similarly, when increased from 2 to 3 layers, the impact energy (at ultimate failure) has increased by approximately 1.62 times (i.e., from 70.632 J to 114.777 J respectively) for slabs with 'P' mesh and 1.37 times (i.e., from 141.264 J to 194.238 J) for control specimens using 'G' mesh.

For the slabs of both categories, 1 layer 'P' and 'G' meshes seem to have contributed less in terms of energy absorption, compared to 2 and 3 layers. By using 2 and 3 layers, the performance of the slab panels has been significantly improved in terms of energy absorption, which might probably be due to proper mesh distribution throughout the thickness of the slab of 15 mm.

Energy Absorption of Ferrocement Slabs.

Table: 3.2. Calculation of Impact Energy Absorption.

| No. of Mesh Layers | Impact Energy (I_E) Absorption of Slabs at Ultimate Failure (in Joules) | | Percentage of Energy Absorption of Test Specimens (with 'P' Mesh), as compared to Control Specimens (with 'G' mesh) (%) |
|--------------------|---|----------------------------------|---|
| | Test Specimens Using 'P' Mesh | Control Specimens Using 'G' Mesh | |
| 1 | 29.430 | 67.689 | 43 |
| 2 | 70.632 | 141.264 | 50 |
| 3 | 114.777 | 194.238 | 59 |

Energy Absorption of Ferrocement Slabs (at Ultimate Specimen Failure)

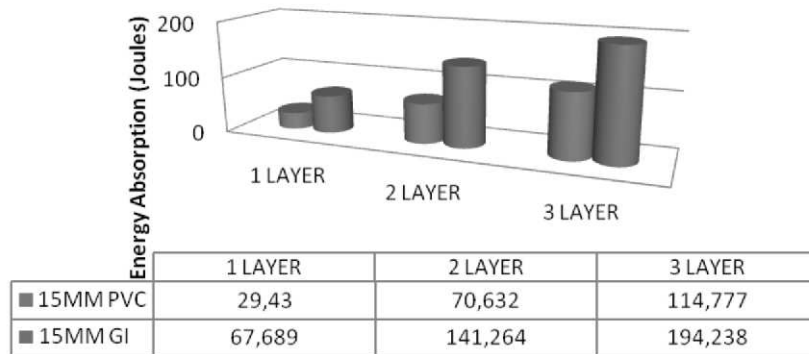


Fig. 3- Energy Absorption Capacity of Ferrocement Slabs

3.2-Impact Residual Strength of Ferrocement Slabs

The Impact Residual Strength (IRS) has been calculated using formula given in equation (2) of section 2.4 of this paper. From Table 3.3 and Fig 4, it is known that the IRS values of slabs with 1, 2 and 3 layers of 'P' and 'G' meshes are almost the same i.e., for 1, 2, 3 layers, IRS value of 10.0, 12.0 and 13.0 respectively for 'P' meshes; and 11.5, 12.0 and 13.2 respectively for 'G' meshes are achieved. It can be inferred from Table 3.3 that the delayed initial crack formation and the corresponding higher energy absorption at first crack stage achieved in slabs using 'G' meshes demonstrate that this type of reinforcing mesh is far superior than 'P' meshes, in terms of restraining capacity and bonding strength. Since IRS values basically depends upon the thickness of plate (slabs) as the transfer of energy from top to bottom is quicker in thinner elements, and also the vibrational effects during impact loading, IRS values can be drastically improved by increasing the slab thickness to 20 or 25 mm. Future studies can be conducted by researchers by increasing the slab thickness and checking whether there is improvement in IRS values.

Residual Impact Strength of Ferrocement Slabs.

Table: 3.3. Calculation of Residual Impact Strength (IRS).

| No. of Mesh Layers | Energy Absorption of Ferrocement Slabs (with 'P' Mesh) | | | Energy Absorption of Ferrocement Slabs (with 'G' Mesh) | | |
|--------------------|--|-------------------------|-----------------------|--|-------------------------|-----------------------|
| | At First Crack (J) | At Specimen Failure (J) | I _{RS} Ratio | At First Crack (J) | At Specimen Failure (J) | I _{RS} Ratio |
| | A | B | C=B/A | D | E | F=D/E |
| 1 | 2.943 | 29.430 | 10.00 | 5.886 | 67.689 | 11.50 |
| 2 | 5.886 | 70.632 | 12.00 | 11.772 | 141.264 | 12.00 |
| 3 | 8.829 | 114.777 | 13.00 | 14.715 | 194.238 | 13.20 |

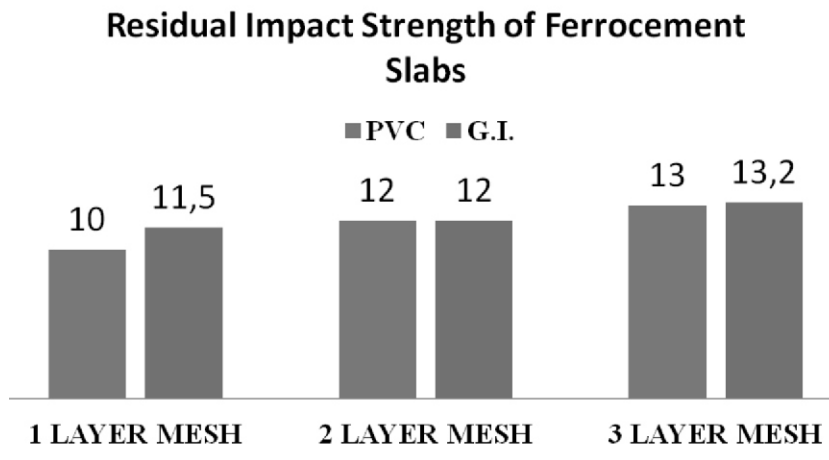


Fig. 4- Residual Impact Strength (IRS) Ratio for Ferrocement Slabs with PVC and GI Mesh

3.3-Crack Patterns in Ferrocement Slabs

From Table 3.4, it can be seen that the initial crack width obtained on slabs on impact loading does not follow a specific path, but it is almost seen that it has a decreasing (or constant) trend on increasing the number of layers (1-2-3) in both 'P' and 'G' meshes (as seen in Table 3.4).

Crack-width at Initial and Specimen Failure of Ferrocement Slabs.

Table: 3.4. Measurement of Crack-width at Initial and Specimen Failure Stages.

| No. of Mesh Layers | Slabs with 'P' Mesh | | Slabs with 'G' Mesh | |
|--------------------|---------------------|--|---------------------|--|
| | Initial Crack Width | Crack Width (at Ultimate Specimen Failure) | Initial Crack Width | Crack Width (at Ultimate Specimen Failure) |
| 1 | 0.170 | > 3 mm | 0.150 | > 5 mm |
| 2 | 0.120 | Map Cracking (MC) | 0.100 | MC |
| 3 | 0.100 | MC | 0.100 | MC |

When the top face of the slabs was investigated at ultimate specimen failure stage, it was observed that the specimens exhibited localized failure at the point of contact of the drop weight (Fig. 5), and for 1 layer 'P' and 'G' meshes, the hardened mortar in the small central circular area of the slab has loosely fallen down during impact (Fig. 5), due to single layer of mesh in the center of the slab and large area of plain mortar at the top and bottom of the mesh, allowing to immediately fail the specimen.

During experimentation, it was observed that for slabs with 1 layer, the final crack width was 3 mm at top face (Fig. 5) as well as bottom sides (Fig. 6) while using 'P' meshes, and more than 5 mm at top and bottom, in the case of slabs with 'G' meshes, obviously expressing both categories of brittle failure type. The reinforcing mesh at center has been literally holding down the cracked slab without breaking down into separate parts. The probable causes of brittle failure in slabs with 1 layer 'P' and 'G' meshes are single layer of weld mesh located at the mid-depth of the panel (close to neutral axis of the section), large mortar cover of 7 mm thickness both on the top and bottom of the single reinforcing mesh, and crushing of cementitious matrices in large mortar cover area and insufficient volume of reinforcement. Using 1 layer 'P' and 'G' meshes have thus proved to be ineffective and single layer mesh reinforcement should not be used for practical reasons in ferrocement slabs.

During the final ultimate specimen failure stage of slabs with 2 layers, a small circle with crater formation in the center of the slab was seen at the top of the slab, and the indentation was deep (Fig. 5). At the bottom side of the slabs, the cracks developed at ultimate specimen failure were big circular rings (Fig. 6) and there was spalling of tiny fragments from the crushed cementitious matrix. The crack-width could not be measured for slabs with 2 layer 'P' and 'G' meshes as these were showing signs of map type of cracking (MC).

When the top face of slabs reinforced with 3 layers of 'P' and 'G' meshes is analyzed, the diameter of the small circle in the slab centre was found to be less compared to 2 layer 'P' and 'G' mesh (Fig. 5), demonstrating better capacity of the 3 layer to withstand impact loads. Also, the 3 layer 'G' mesh (when compared to 3 layer 'P' mesh) had the small circle in the center which is more superficial in nature without any crater or deep indentation (Fig. 5), demonstrating high level of restraining action, when impact load was applied on the slabs.

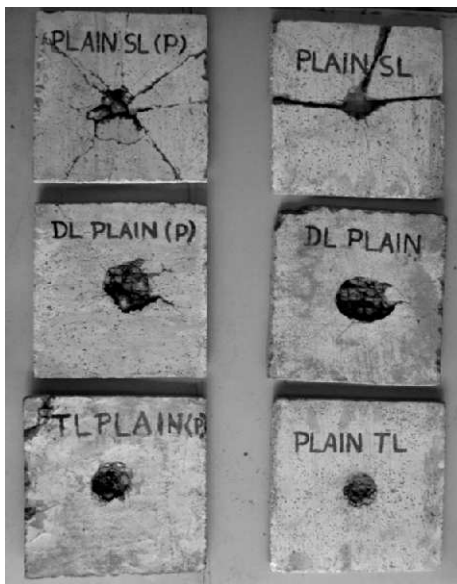


Fig. 5- Crack Pattern of Ferrocement Slabs (Top Face) with 'P' and 'G' Meshes (1,2,3 Layers from Left Top to Bottom) at Ultimate Specimen Failure Stage

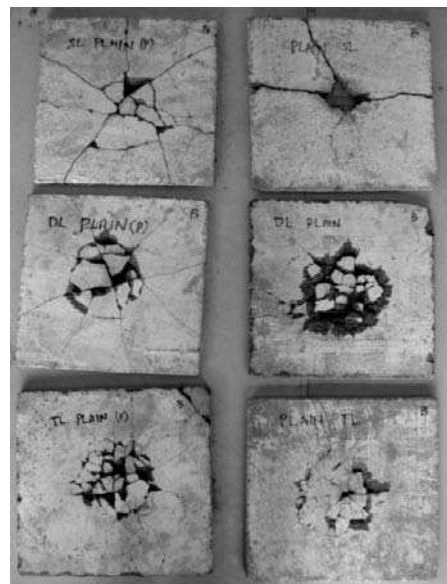


Fig. 6- Crack Pattern on Ferrocement Slabs (Bottom Face) with 'P' and 'G' Meshes (1,2,3 Layers from Left Top to Bottom) at Ultimate Specimen Failure Stage

At the bottom side of the slabs with 3 layer 'P' mesh, circular ring formation at the centre was noticed, looking as if the cementitious matrix has not been crushed at all during impact, and at the most powdered material would have come-off from the circular area. When the bottom face of the ferrocement slabs with 3 layer 'G' mesh is analysed, a big circular ring (but smaller than 2 layer 'G' mesh) is seen, which look solid and sturdy, indicating that the slabs were able to properly dissipate energy in large amounts prior to collapse or failure, adequately possess deformation capacity under impact loading, and good energy absorption capacity against multiple impacts. Thus ferrocement with 3 layer 'G' meshes can thus be recommended for seismic zones where there is a requirement to reduce or prevent sudden collapse or catastrophic type of failure. Thorough investigative studies are required on application of 3 layer 'G' meshes in seismic areas.

When the question of whether PVC coated steel weld mesh ('P' mesh) is compatible with cementitious matrix is finally asked, being the theme of this paper, it can be stated that the PVC-coated mesh is definitely compatible with ferrocement. Even though 'P' meshes are compatible with the cementitious matrix, 'P' meshes have some deficiencies like poor bonding qualities, obviously due to the presence of the superficial PVC coating layer that is present over the steel weld mesh and which allows quick formation of initial cracks during impact, and lower energy absorption at ultimate cracking stage. Attempts are to be made to improve the bond-strength between the non-corrosive PVC-coated weld mesh and the cement paste, by adding some additives or admixtures to the cementitious matrix.

4.0-CONCLUSIONS

Based on the comprehensive analysis on the various experimental test results, the following conclusion may be drawn:

1-The impact resistance of ferrocement slabs is dependent on the type of reinforcing mesh and number of mesh layers.

a)-Type of Reinforcing Mesh: The energy absorption of slabs reinforced with GI-coated weld mesh is much higher than PVC-coated weld mesh. In other words, the energy absorption capacity of slabs with PVC-coated mesh is 50% of that of GI weld mesh. Even though the energy absorption level is found to be 50% of the GI meshes, PVC-coated mesh is corrosion-resistant and is compatible with ferrocement. The deficiencies observed in PVC-coated weld mesh may be improved by adding some additives/ admixtures or fibers to the ferrocement mortar.

b)-No. of Mesh Layers: The energy absorption level of ferrocement slabs is found in an increasing order with the increase in number of mesh layers.

2-Since the mesh layers cannot be increased in ferrocement beyond a certain limit due to limitation of slab thickness of 15 mm, the present authors suggest addition of discontinuous fibers to the cementitious matrix to enhance the energy absorption capacity of ferrocement slabs. Future studies can be conducted on thin ferrocement slabs with hybrid combination of PVC-coated meshes and non-corrosive fibers and analyzed for impact energy levels.

REFERENCES

- 1-Antoine E. Naaman: Ferrocement and Laminated Cementitious Composites, Techno Press 3000, Ann Arbor, Michigan, USA, 2000.
- 2-Shannag, M.J.: Bending behavior of ferrocement plates in sodium and magnesium sulfates solutions, Cement & Concrete Composites, Vol.30, pp.597-602, 2008.
- 3-Sulaimani, G.J., Basunbul, I.A., and Mousselly, E.A: Shear Behavior of Ferrocement Box Beams, Cement & Concrete Composites, Vol.13, pp.29-36, 1991.
- 4-Greepala, V. and Nimityongskul, P: Structural Integrity and Insulation property of Ferrocement exposed to fire, Cement and Concrete Composites, Vol.30, pp.419-430, 2008.
- 5-Mohammed, S.A: Spherical Slab with Ferrocement, Eng. & Tech. Journal, Vol.29 No.13, pp.2609-2616, 2011.
- 6-ACI Committee 549: State-of-the-Art Report on Ferrocement, ACI 549-R97, in Manual of Concrete Practice, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 26 pages, 1997.

- 7-Hori, S: Experimental Study on Local Damage and Behavior of Ferrocement Panels subjected to Missile Impact, Master Thesis, Department of Built Environment, Tokyo Institute of Technology, 135 pages, 2003.
- 8-Memon, N.A. and Sumadi, S.R: Ferrocement – A Versatile Composite Structural Material, Mehran University Research Journal of Engineering and Technology, Vol.25 No.9, 2006.
- 9-Rajkumar, D. and Vidivelli, B: Performances of SBR Latex Modified Ferrocement for Repairing Reinforced Concrete Beams, Australian Journal of Basic and Applied Sciences, Vol.4 No.3, pp.520-531, 2010.
- 10-Masood, A., Arif, M., Akhtar, S. and Haquie, M: Performance of ferrocement panels in different environments, Cement and Concrete Research, Vol.33, pp.555-562, 2003.
- 11-Austriaco, L.R: Evolution of Ferrocement, Journal of Ferrocement, Vol. 35 No.3, pp.603-610, July, 2005.
- 12-Neville, A.M: Properties of concrete, 4th ed., NY, USA, John Wiley & Sons, Inc., 1997.
- 13-Pemberton, J.M: “Ferrocement – An insight and Review – So what is new?, Ferrocement 6: Lambot Symposium, Proceedings of the Sixth International Symposium on Ferrocement, Edited by A.E. Naaman @ University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, USA, June 1998.
- 14-Xiong, G.J., Chen, X.H., Chen, L.Q. Yang, J.Z. and Li, G.Y: Hybrid modified ferrocement under sustained load in flowing sulphuric acid solution, Cement & Concrete Composites, Vol.26, pp.81-86, 2004.
- 15-Akhtar, S., Arif, M. and Quraishi, M.A: Use of Chemical Corrosion Inhibitors for Protection of Metallic Fibre Reinforcement in Ferrocement Composites, The Arabian Journal for Science and Engineering, Vol.34 No.2C, pp.105-113, 2009.
- 16-Sakthivel, P.B. and Jagannathan, A: Ferrocement Construction Technology and its Applications – A Review, Proceedings of the International Conference on Structural Engineering, Construction and Management (ICSECM-2011), Kandy, Sri Lanka, 15-17 December, 2011.
- 17-Wang, S., Naaman, A.E. and Li, V.C: Bending Response of Hybrid Ferrocement Plates with Meshes and Fibers, Journal of Ferrocement, Vol.34 No.1, pp.275-288, 2004.
- 18-Khan, M.B., Ong, K.C.G. and Paramasivam, P: Impact Performance of Ferrocement Slabs Systems, Journal of Ferrocement, Vol.35 No.2, pp.559-570, 2005.
- 19-IS 12269: Specification for 53 Grade Ordinary Portland Cement, Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 1987.
- 20-IS 383: Specifications for Coarse and Fine Aggregates from Natural Sources for concrete, Bureau of Indian Standards, New Delhi, 1970.
- 21-Tayel, M.A., Meleka, N.N. and Ramadan, A.M: Experimental evaluation of advanced techniques for repair and strengthening of reinforced concrete slabs, Alexandria Engineering Journal, Vol.43 No.3, pp.355-373, 2004.
- 22-IS: 2250: Code of Practice for preparation and use of Masonry Mortar, Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 1981.
- 23-Jagannathan, A.: Impact Characteristics of Hybrid Fibre Reinforced Cementitious Matrix, New Construction Materials, CE & CR, pp.58-67, 2009.
- 24-Balaguru, N. and Shah, S.P: Fiber Reinforced Cement Composites, McGraw Hill, New York, pp.179-214, 1992.
- 25-Dawood, E.T. and Ramli, M: Study the effect of using palm fiber on the properties of high strength flowable mortar, Proceedings of the 34th Conference on Our World in Concrete and Structures, August 16-18, Singapore, pp.93-100, 2009.
- 26-Elavenil, S. and Samuel Knight, G.M: Impact Response of Plates under Drop Weight Impact Testing, Daffodil International University Journal of Science and Technology, Vol.7 No.1, pp.1-6, 2012.
- 27-Eltehawy, E: Effect of using ferrocement on the mechanical properties of Reinforced Concrete Slabs subjected to Dynamic Loads, Proceedings of the 13th International Conference on Aerospace Sciences and Aviation Technology (ASAT-13), pp.1-13, 2009.
- 28-Ramakrishna, G., Sundararajan, T. and Kothandaraman, S: Evaluation of Durability of Natural fibre reinforced cement mortar composite – A new approach, ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, Vol.5 No.6, pp.44-51, 2010.
- 29-Ramakrishna, G., Sundararajan, T. and Kothandaraman, S: Strength of Corrugations of Roofing Sheets reinforced with Sisal Fibres, ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, Vol.6 No.12, pp.24-32, 2011.

MATERIAL CHARACTERIZATION OF FIBER REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX (FRCM) COMPOSITE LAMINATES

Diana Arboleda 1, Givani Loreto 2, Antonio De Luca 3 y Antonio Nanni 4

ABSTRACT

Fiber reinforced cementitious matrix (FRCM) composites may be considered as the evolution of ferrocement where the steel reinforcement mesh is replaced with man-made textile reinforcement. FRCM maintain the flexibility of ferrocement and its thin profile, and is an ideal solution for strengthening of concrete and masonry structures. FRCM also offers advantages on FRP composites due to improved performance at elevated temperature and humidity, and, in the case of fire exposure, due to the inherent non-combustibility of the cementitious matrix. A research program was undertaken with the objective of investigating the mechanical and durability properties of two new FRCM systems, where carbon fibers and polyparaphenylene benzobisoxazole (PBO) fibers were used, respectively. The results of this experimental work are presented and discussed. The outcomes of this research are intended to provide the basis for design properties.

Keywords: Fiber reinforced cementitiuos matrix, FRCM, structural strengthening.

INTRODUCTION

Retrofit and rehabilitation of existing structures to ensure their continued working and safe conditions are some of the most challenging problems we face today. In the world of rehabilitation one of the most common techniques for reinforced concrete (RC) members involves the use of fiber-reinforced polymer (FRP). In the 90's, Nanni introduced in two articles the first commercial developments of FRP technology (Nanni 1995, Nanni 1997). Since then, many and different studies have been conducted in order to analyze, study and comprehend the properties of these materials and their optimal uses. Despite all of their advantages (Fib bulletin 2001), the FRP strengthening technique has a few limitations: (1) poor behavior of epoxy resins at temperatures above the glass transition temperature; (2) long term durability; (3) inability in applying FRP on wet surfaces or at low temperatures; (4) lack of vapor permeability, which may cause damage to the concrete structures (Al-Salloum et al. 2012). One possible solution is the replacement of organic with inorganic binders, e.g., cement-based mortars.

Fiber Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) has been developed as a new class of composites where the “polymer” matrix is replaced by a “cementitious” one. FRCM composite materials may be considered as the evolution of ferrocement where the steel reinforcement mesh is replaced with man-made textile reinforcement. FRCM maintain the flexibility of ferrocement and its thin profile, and is an ideal solution for strengthening of concrete and masonry structures. FRCM also offer advantages on FRP composites due to improved performance at elevated temperature and humidity, and, in the case of fire exposure, due to the inherent non-combustibility of the cementitious matrix. Even though

1- University of Miami, Department of Civil, Architectural, and Environmental Engineering, Coral Gables, Florida, 33146, USA

2- PhD, Post Doc., University of Miami, Department of Civil, Architectural, and Environmental Engineering, Coral Gables, Florida, 33146, USA

3- PhD, Graduate Engineer, Structural Diagnostics Services Group, Dallas, Texas, 7521, USA

4- PhD, PE, Professor and Chair. University of Miami, Department of Civil, Architectural, and Environmental Engineering, Coral Gables, Florida, 33146, USA

some interesting field applications have been recently undertaken (Nanni 2012), experimental and theoretical research is still needed to fully characterize FRCM and quantify its mechanical effectiveness based on parameters such as type and arrangement of fibers, type of cementitious matrix and conditions of the substrate (D'Ambrisi and Focacci 2011).

One of the main objectives of the present study was to conduct an experimental program to evaluate physical, mechanical and durability performances of the FRCM. A criterion for evaluation and characterization of passive FRCM composite systems used to strengthen existing masonry and concrete structures was developed by the ICC Evaluation Service (ICC-ES). This document is titled: "Acceptance Criteria for Masonry and Concrete Strengthening Using Fiber-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composite Systems" (AC434). FRCM properties evaluated include; axial, flexural and shear capacities of the FRCM system; performance of the FRCM system under environmental exposures; performance under exposure to fire conditions; and structural design procedures.

From an American Concrete Institute (ACI) perspective, FRCM is in the category of thin reinforced cementitious products and so falls within the scope of ACI Committee 549 which covers ferrocement.

BACKGROUND

The theoretical behavior of mesh reinforced cementitious materials assumes a perfect bond between fibers and matrix, and would have a stress-strain curve as described by Weiland et al. (2007) and shown in fig. 1.

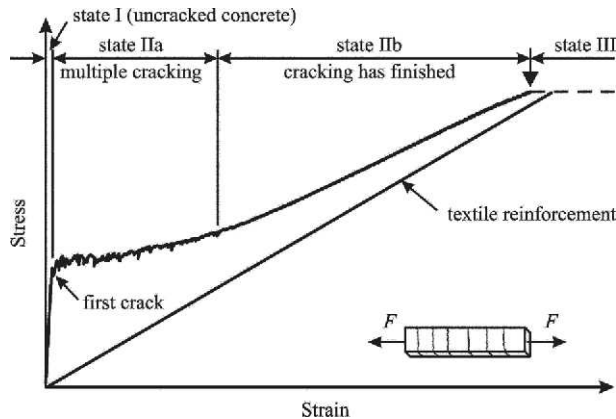


Fig. 1-Theoretical stress-strain curve for mesh reinforced cementitious matrix with perfect bond (Weiland et al. 2007)

In state or zone I as named by other authors, the strain on the specimen is below the matrix failure strain and the composite stiffness is approximately the same as the matrix stiffness. In this state, the composite behaves elastically. After the first crack, the load is now transferred through the mesh reinforcement and a multiple cracking pattern starts to develop during state/zone IIa, until no further cracks appear and the mesh is stressed at an increasing load until its tensile strength is reached. This is state/zone IIb and the composite stiffness runs parallel to the reinforcement stiffness.

In reality, the bond is not perfect and the tensile strength of the mesh is never reached because the main failure mode of the FRCM in tension is by slippage of the fibers. D'Ambrisi and Focacci (2011) reported among several modes of loss of strengthening action when reinforcing of RC beams, debonding of the fibers from the matrix with high fiber-matrix slip.

The actual behavior still shows similar transition zones as reported by Contamine et al. (2011) and Silva et al. (2009). The transition from state I to state IIa after the first crack has been called "bend-over point" (BOP) (Mobasher 2012), and "transition point" (AC 434).

The idealized tensile stress-strain curve of an FRCM coupon specimen is initially linear until cracking of the cementitious matrix occurs, then, deviates from linearity and becomes linear again until the tensile failure happens as illustrated in fig. 2. The curve can be reduced to a simple bilinear curve with a bend-over point corresponding to the intersection point obtained by continuing the initial and secondary linear segments of the response curve. The initial linear segment of the curve corresponds to the FRCM uncracked linear elastic behavior and it is characterized by the uncracked tensile modulus of elasticity, E_f^* . The second linear segment corresponds to the FRCM cracked linear elastic behavior and it is characterized by the cracked tensile modulus of elasticity, E_f . FRCM tensile properties are determined according to the test procedure specified in Annex A of AC434.

Fig. 2 - Idealized tensile stress versus strain curve of an FRCM coupon specimen

EXPERIMENTAL INVESTIGATION

This study will address the material tensile mechanical properties of two FRCM systems following the test guidelines of AC 434. The following parameters are considered in order to characterize the tensile behavior of each FRCM system:

- Tensile modulus of elasticity of the uncracked specimen, E_f^*
- Tensile modulus of elasticity of the cracked specimen, E_f
- Ultimate tensile strain, ϵ_{fu}
- Tensile strain corresponding to the transition point, ϵ_{ft}
- Ultimate tensile strength, f_{fu}
- Tensile stress corresponding to the transition point, f_{ft}

Durability performance will also be investigated based on the following procedures:

- Aging - For each FRCM system, the tensile properties are evaluated on FRCM specimens after being subjected to each of the following conditioning regimens (AC434):
 - Ambient;
 - Aging in water [100% humidity, 37.7°C] for 1,000 and 3,000 hours;
 - Aging in saltwater [immersion, 22°C] for 1,000 and 3,000 hours; and,
 - Aging in alkaline environment [immersion, pH

up of a PBO (Polyparaphenylene benzobisoxazole) mesh (Fig. 3a) and a stabilized inorganic matrix, intended for the strengthening of structures made of reinforced concrete. The second is composed of a carbon mesh (Fig. 3b) and a special mortar based on pozzolan cement, intended for the strengthening of masonry structures.

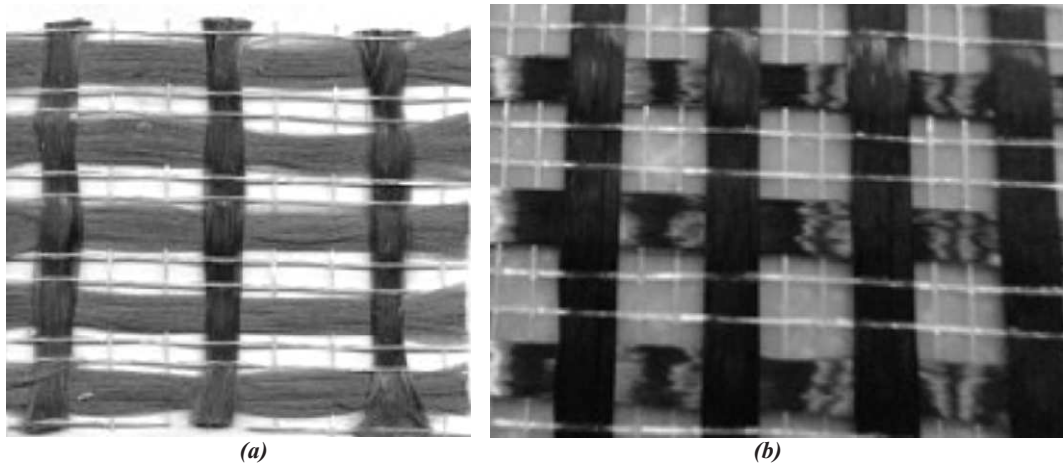


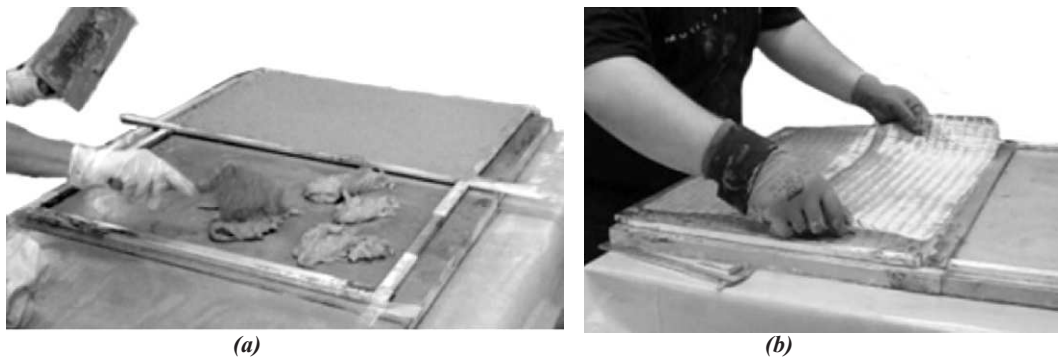
Fig. 3 - Mesh details. a) PBO mesh, b) Carbon mesh

The PBO fiber unbalanced net is made of 10 mm and 20 mm spaced rovings. The free space between rovings is roughly 5 mm and 15 mm, respectively, and the nominal thickness in the two fibers directions is 0.046 mm and 0.011 mm, respectively.

The carbon fiber is a balanced network with fiber rovings disposed along two orthogonal directions at a nominal spacing of 10 mm (6 mm clear opening between rovings) and equivalent nominal fiber thickness is 0.047 mm in both directions.

SPECIMEN PREPARATION

Tensile coupons are 410x51x10 mm and are cut from larger panels which are 410x563 mm. The larger panels are made in a flat mold by applying a thin layer (5 mm) of the cementitious matrix (Fig. 4a), followed by a layer of the fiber mesh, which is purposely and evenly wetted with the fresh cementitious material (Fig. 4b). The top layer of matrix is applied and panels are cured for 28 days before cutting and conditioning can be performed. Individual coupons are cut (Fig. 4c) with a wet saw in a fixture to ensure same width dimension.





c)

Fig. 4 - Specimen preparation. a) First layer of mortar, b) Placing of mesh, c) Cut coupons

Lap specimens are made the same way, but the fiber mesh is laid by first placing one sheet, wetting it evenly, adding a thin coat of matrix, and then placing the overlapping sheet. For these specimens, a 120 mm overlap was used as a more realistic field application.

SPECIMEN CONDITIONING

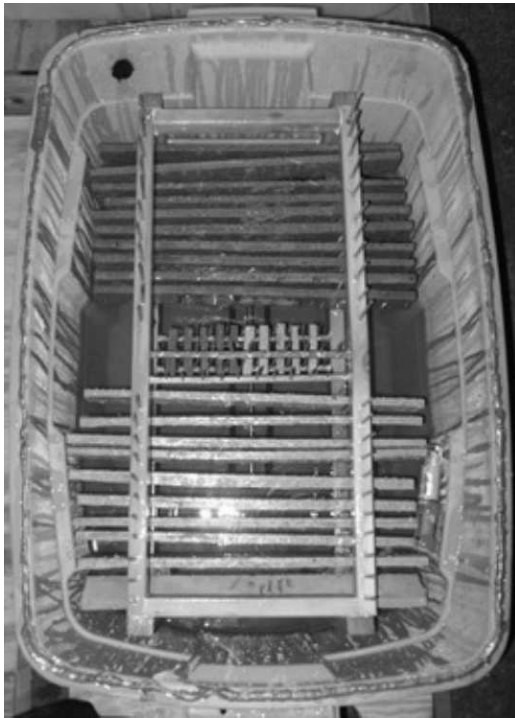
Five of each type of coupons (PBO and Carbon) are presently undergoing environmental aging under laboratory conditions.

For the freeze/thaw conditioning, the coupons are first exposed for one week to an environment that is at 100% humidity and 37.7°C. Then they undergo 20 cycles consisting of submersion in water in a freeze/thaw cabinet (Fig. 5) where they are frozen to -18°C, maintained at that temperature for 4 hours, then allowed to thaw, followed by 12 hours in the humidity chamber [100 percent humidity, 37.7°C].



Fig. 5 - Freeze/thaw cabinet

Aging in water consists in exposing five of each type coupons to the humidity chamber (Fig. 6a) for 1000 hours (approximately 1.4 months), and another five for 3000 hours (approximately 4.2 months). Similarly, aging in saltwater consists of immersing the coupons in a saltwater chamber. The saltwater is obtained from the ocean and changed once every month. For aging by submersion in an alkaline environment [pH



b)

a)

Fig. 6 - a) Typical environment chamber, b) Chemicals for alkaline solution

TESTING AND EQUIPMENT

Specimens were tested according to Annex A of AC 434. The testing machine is an Instron with a capacity of 130 kN, and controlled via Bluehill software. A test method was created to set parameters for displacement control of 0.25 mm/minute. Since the anticipated failure load is between 2.2 kN and 3.1 kN, the initial minimal tension is 0.10 kN (less than 5%). For strain measurements, an Instron 50 mm axial extensometer is used with clip attachments with a 7.7 mm aperture to ensure good lateral contact and prevent slippage. The software records the load in kilo-Newton, the head extension in millimeters, the time in seconds, and the strain in %.

Several grip designs were analyzed before beginning of testing including clamp grips, single clevis, clevis with lateral clamps, drill-through clamps, and drill through clevis. The grip design chosen is a clevis on one end, and a double clevis on the other end (Fig. 7) chosen to maximize degrees of freedom and reduce any bending due to the gripping system.

Metal tabs were bonded to each specimen prior to testing. Clevis openings were made with a drill press, one side before bonding and the other after bonding in order to obtain best possible alignment. Care was taken to align the clevis openings by observing a right angle between clevis and tabs.



Fig. 7 - Specimen test setup with clevis grips and extensometer

RESULTS

Currently, the control tensile specimens have been tested as the conditioned specimens are still in their environments as of this writing. Stress is computed based on the cross-sectional area of the fiber mesh. For the PBO specimens, $A_f = 2.34 \text{ mm}^2$, and for the Carbon specimens, $A_f = 2.39 \text{ mm}^2$. The stress-strain graph for the PBO coupons (Fig. 8) shows the variability of behavior we see over the sample size, but indicates a merging trend of some of the characteristic quantities.

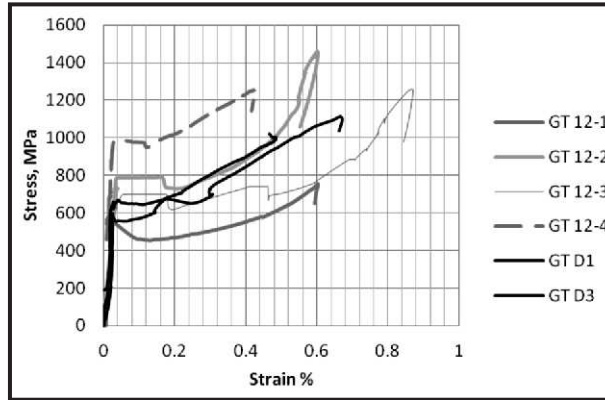


Fig. 8 - Stress-strain curves for PBO tension specimens

For PBO specimens, the mean and standard deviation of the characteristic values calculated are summarized in table 1.

Table 1: Statistical results for PBO coupons

| | Units | Mean | Standard Deviation | COV |
|--|-------|-----------|--------------------|-----|
| Modulus of elasticity of the uncracked specimen, E_f^* | MPa | 2,298,564 | 281,895 | 12% |
| Modulus of elasticity of the cracked specimen, E_f | MPa | 102,247 | 5,916 | 6% |
| Tensile stress corresponding to the transition point, f_{ft} | MPa | 575 | 71 | 12% |
| Tensile strain corresponding to the transition point, e_{ft} | % | 0.027 | 0.0058 | 22% |
| Ultimate tensile strength, f_{fu} | MPa | 1,143 | 231 | 20% |
| Ultimate tensile strain, e_{fu} | % | 0.603 | 0.1521 | 25% |

The greatest variance noticed is in the transition point strain and ultimate stress and strain. By comparison, the variability of the crosshead extension for both transition point and ultimate point is 15%. This discrepancy occurs because the strain measured does not cover the entire length of the specimen. The ultimate stress variability is due to a premature failure of the first specimen, without this point the variability is reduced to 8%.

The stress-crosshead extension curve has the expected zones, specifically, pre-cracking, multiple cracking, and crack stabilization until failure. The failure mode is by slippage of the fibers. The behavior of the specimens is as expected, with multiple, evenly distributed cracks before failure as demonstrated in a typical failed specimen (Fig. 9). Six cracks are visible which correspond with the six instantaneous load drops in the stress-extension curve. In other specimens however, the number of visible cracks is less than expected from the stress extension graph, indicating the presence of non-visible micro-cracks.

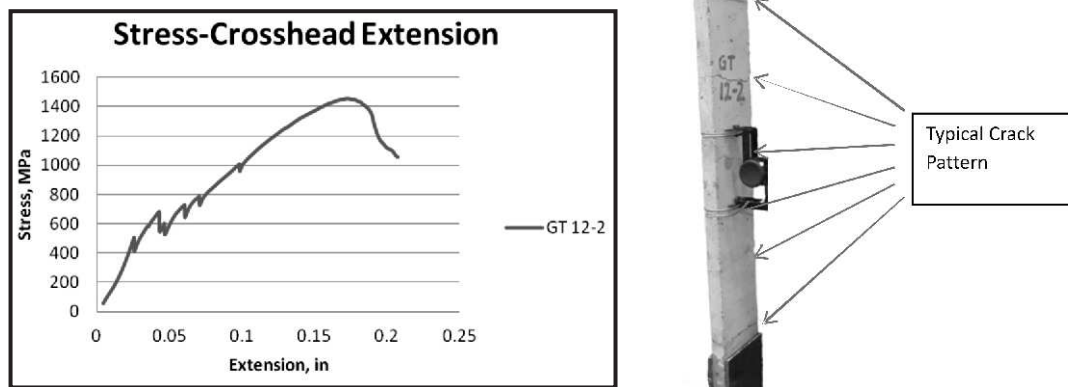


Fig. 9 - Stress-Extension and crack pattern for a PBO specimen

Micro-cracks introduced during tab bonding/ drilling procedure would have been difficult to detect. Quality of experimental data depended on many factors such as specimen preparation, tab alignment, equipment calibration, all of which were carefully controlled under laboratory conditions.

The carbon mesh specimens have more variability (Fig. 10, table 2) and lower value characteristics. One of the reasons for this behavior is that some of these coupons failed due to debonding between mesh and matrix at the supports, in addition to slippage.

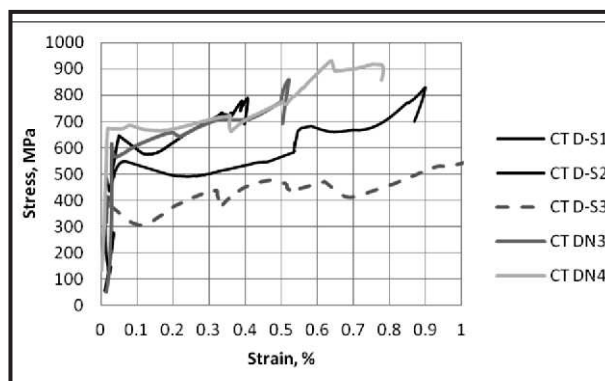


Fig. 10 - Stress-strain curves for Carbon tension specimens

For the Carbon specimens, the mean and standard deviation of the characteristic values calculated are summarized in table 2.

Table 2: Statistical results for Carbon coupons

| | Units | Mean | Standard Deviation | COV |
|---|-------|-----------|--------------------|-----|
| Modulus of elasticity of the uncracked specimen, E_f^* | MPa | 1,793,741 | 207,502 | 12% |
| Modulus of elasticity of the cracked specimen, E_f | MPa | 72,492 | 14,725 | 20% |
| Tensile stress corresponding to the transition point, f_{ft} | MPa | 512 | 87 | 17% |
| Tensile strain corresponding to the transition point, ϵ_{ft} | % | 0.024 | 0.0056 | 23% |
| Ultimate tensile strength, f_{fu} | MPa | 804 | 115 | 14% |
| Ultimate tensile strain, ϵ_{fu} | % | 0.584 | 0.1837 | 31% |

Unlike the PBO specimens, the stress-extension curves for the carbon specimens did not have an obvious crack stabilization zone. While all specimens had between 4 and 6 visible cracks, the cracks did not occur in the same order. Some first cracks occurred in the middle, others in the top or bottom third, and a few at the supports. Growth of first crack continued until failure by slippage from the cracks at the supports. The specimens with first cracks at the supports failed earlier and help explain the variability of the data.

CONCLUSIONS

The objective of this study is to determine the tensile mechanical properties of two FRCM systems, specifically PBO-FRCM intended for reinforcement/rehabilitation of concrete elements, and C-FRCM intended for reinforcement/rehabilitation of masonry structures.

The tensile modulus of elasticity of the uncracked, E_f^* , PBO and C-FRCM coupons is 2,300 and 1,800 GPa respectively with a variability of 12%, and the cracked, E_f , is 102 GPa with 6% variability for the PBO coupons, while it is 72.5 GPa for the C-coupons with a variability of 20%, with a clear difference in the cracking mechanisms. The transition point for both materials (f_{ft} , ϵ_{ft}) is very similar being 575 MPa at 0.027% strain for the PBO material and 512 MPa at 0.024% strain for the C-material. The ultimate point for both materials (f_{fu} , ϵ_{fu}) is 1,140 MPa at 0.6% strain for the PBO material and 800 MPa at 0.58% strain for the C-material. The strain properties showing the most variation since this measurement does not cover the entire length of the specimen.

The main failure mode is by slippage of the fibers indicating the importance of bond strength in the performance of these materials. The FRCM systems under study are innovative composites that form an additional tool available for the repair of concrete and masonry structures.

REFERENCES

- 1-AC 434 (2011), "Proposed Acceptance Criteria for Masonry and Concrete Strengthening Using Fiber-reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composite Systems," ICC-Evaluation Service.
- 2-Al-Salloum, Y.A., Elsanadedy, H.M., Alsayed, S.H., and Iqbal, R.A. (2012), "Experimental and Numerical Study for the Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Textile-Reinforced Mortar," *Journal of Composites for Construction*, 16(1), February, 74-90.
- 3-Contamine, R., Si Larbi, A., Hamelin, P. (2011), "Contribution to direct tensile testing of textile reinforced concrete (TRC) composites," *Materials Science and Engineering: A*, 15 November, 528(29-30), 8589-8598, ISSN 0921-5093, 10.1016/j.msea.2011.08.009. (<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0921509311008781>)
- 4-D'Ambrisi, A., Focacci, F. (2011), "Flexural Strengthening of RC Beams with Cement Based Composites," *Journal of Composites for Construction*, 15(5), Sept.-Oct., 707-720.
- 5-Fib bulletin 14 (2001), "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures," Technical Report prepared by the Working Party EBR of Task Group 9.3, International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland.
- 6-Mobasher, B. (2012), "Mechanics of Fiber and Textile Reinforced Cement Composites," CRC press, September, ISBN: 9781439806609.
- 7-Nanni, A. (1995), "Concrete repair with externally bonded FRP reinforcement: examples from Japan," *Concrete International: Design and Construction*, 17(6), June, 22-25.
- 8-Nanni, A. (1997), "Carbon FRP Strengthening: New Technology Becomes Mainstream," *Concrete International: Design and Construction*, 19(6), June, 19-23.
- 9-Nanni, A. (2012), "FRCM Strengthening – A New Tool in the Concrete and Masonry Repair Toolbox," *Concrete International: Design and Construction*, April.
- 10-Silva, FdA., Mobasher, B., Toledo Filho, R.D. (2000), "Cracking mechanisms in durable sisal fiber reinforced cement composites, *Cement and Concrete Composites*," November, 31(10), 721-730, ISSN 0958-9465, 10.1016/j.cemconcomp.2009.07.004.
- 11-Weiland, S., Ortlepp, R., Brückner, A., Curbach, M., (2007), "Strengthening of RC Structures with Textile Reinforced Concrete," ACISP-244-10, Editor: Aldea, C.M., 157-172.

USO DE LAS FIBRAS ORGÁNICAS EN PANELES LIGEROS

Jorge Bernardo Acevedo Catá 1 e Inocente Bojórquez Báez 2

RESUMEN

El trabajo recoge la metodología desarrollada en CECAT para el diseño de pastas reforzadas con fibras orgánicas en matriz de cemento Portland, para obtener un material alternativo, con propiedades físicas, mecánicas, térmicas y de durabilidad, adecuado para la fabricación de paneles ligeros, para ser utilizados en la vivienda de interés social de forma competitiva. El objetivo general es la aplicación de una metodología basada en el método del hexágono para el diseño del experimento. Se enfatiza en el estudio de durabilidad evaluado la incompatibilidad química mediante microscopía electrónica y la incompatibilidad física a través del coeficiente de ablandamiento y el ensayo de humedecimiento y secado. La metodología se ejemplifica con el estudio realizado a fibras de caoba en matriz de cemento Portland.

Palabras Claves: Fibras orgánicas, diseño, durabilidad

1.- INTRODUCCIÓN

La búsqueda del abaratamiento del costo de producción del hormigón y el mejoramiento de sus propiedades físicas y mecánicas y su costo ha incentivado el surgimiento de materiales alternativos empleando fibras orgánicas como refuerzos en matrices de pasta, mortero y hormigón de cemento Portland. En la década del 80 en algunos países de Centroamérica y el Caribe se comenzaron a fabricar tejas de morteros reforzados con fibras de henequén, coco y otras fibras orgánicas naturales con el ánimo de realizar una producción alternativa que reemplazara las láminas de asbesto cemento en las viviendas de interés social. Lamentablemente entre los tres y cinco años de colocadas en los techos estas láminas presentaron un deterioro acelerado. Los estudios realizados por Gram, demostraron que este deterioro se debía al ataque de las fibras por cal liberada durante la hidratación del cemento. Otros investigadores han profundizado en las causas de la degradación y se encontró que los principales agentes son incompatibilidades química y física entre las fibras y la matriz, en la primera, se da por dos circunstancias: 1).- la elevada alcalinidad del agua provoca porosidades en la matriz alrededor de la fibra en donde se acumula hidróxido de calcio que al aumentar la temperatura provoca una sensible aceleración de la degradación; y 2).- en la segunda, se da cuando la lignina y la hemicelulosa se descomponen debido al alto contenido de pH en el agua debilitando la adherencia con la matriz y transformando a la fibra en un material inerte dentro del compuesto. Con respecto a la incompatibilidad física, sucede debido al exceso de agua en el refuerzo y a la falta de un elemento aglutinador entre la matriz y el refuerzo.

En este trabajo se profundiza en una metodología para el diseño de las mezclas de fibras orgánicas naturales en matriz de cemento Portland teniendo en cuenta las propiedades físicas, mecánicas y la durabilidad en lo referente a la incompatibilidad física y química entre la matriz y las fibras.

2.-METODOLOGÍA

La metodología seguida fue la siguiente:

· Evaluar las propiedades del cemento y las fibras. Al cemento Portland se le realizan ensayos físicos, mecánicos y químicos y a las fibras ensayos físicos y mecánicos.

1- Centro de Construcción y Arquitectura Tropical, Instituto Superior Politécnico “José Antonio Echeverría”
2- Departamento de Ingeniería. Universidad de Quintana Roo, Chetumal, México.

- Determinación de la presión a utilizar.
- Emplear el método del hexágono para el diseño del experimento, por dar la posibilidad de evaluar cinco niveles de una de las variables independientes (relación fibra-cemento) y tres niveles de la otra (relación agua-cemento) y utiliza 10 muestras incluyendo las réplicas en el centro. Como variable dependiente se utilizó la resistencia a compresión, Ver figura 2.1.1.

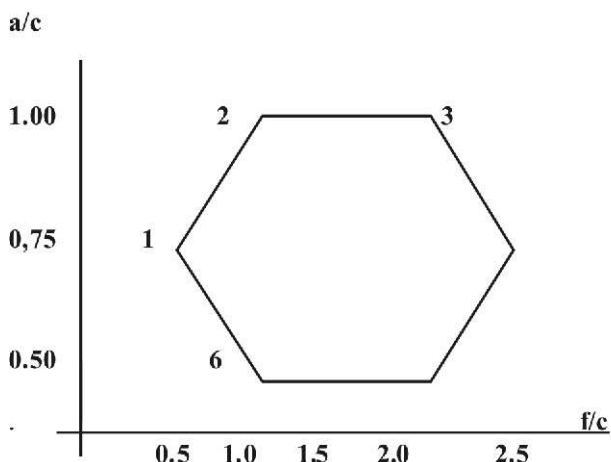


Figura 2.1.1-Modelo de hexágono que define las distintas dosificaciones; el centro define las dosificaciones 7, 8, 9 y 10 correspondientes a las réplicas

- Evaluar las mezclas más adecuadas, utilizando como criterios la mayor resistencia a compresión, el tiempo de aplicación de la carga estática y que tuviera una conductividad térmica aceptable
- Determinar la durabilidad de las mezclas más adecuadas. Teniendo en cuenta el análisis realizado a la bibliografía, se concluyó; que las causas principales que atentan contra la durabilidad de los elementos reforzados con fibras orgánicas en matriz de cemento Portland son:

Incompatibilidad química. Produce la descomposición de la lignina y de la hemicelulosa presentes en la matriz intercelular, debido a la acción del agua alcalina producto de la portlandita, que se produce en el fraguado del cemento. Para contrarrestar esta degradación se usó silicato de sodio (vidrio soluble) en una proporción del 2 % del peso de cemento. Las fibras fueron sumergidas, antes del mezclado en una solución de agua con el silicato durante 3 minutos y posteriormente se le adicionó el cemento mezclándose durante 2 minutos. Para evaluar esta incompatibilidad se utilizó la microscopía electrónica.

Incompatibilidad física. En los compuestos orgánicos la hinchazón producida por la capacidad de absorción de las fibras puede disminuir la adherencia de la matriz y con ello la degradación de las propiedades del compuesto, para incrementar la adherencia entre la matriz y la fibra es conveniente aplicar una presión negativa durante un tiempo adecuado. Los resultados más adecuados se obtuvieron con una presión de 12.8 MPa durante 4 horas. Para evaluar esta incompatibilidad se determinó el coeficiente de ablandamiento, ensayos de humedad y secado.

Ataque biológico debido a los hongos. Este ataque no se tuvo en cuenta sobre la base que el cemento Portland presenta una matriz alcalina, que unido al uso del silicato de sodio inhibe esta acción.

3.-RESULTADOS OBTENIDOS

Para ejemplificar la metodología se usaran los resultados obtenidos con fibras de caoba (*Swietenia macrophylla*) con diámetro promedio 0.8mm; longitud promedio de 2.5 mm; densidad de 0.670 g/cm³ y 66% de absorción.

3.1-Resistencia a compresión

Los resultados de la resistencia a compresión obtenida se muestran en la tabla 2.2.1.1.

PRESIÓN ESTÁTICA DURANTE 4 HORAS (12.8 MPa)

| Muestra | | | | MEDIA | DESV STD |
|---------|------|------|------|-------|-------------|
| 1 | 21.3 | 21.5 | 22.0 | 21.6 | 0.4 |
| 2 | 18.3 | 17.0 | 18.0 | 17.8 | 0.7 |
| 3 | 26.5 | 27.4 | 28.9 | 27.6 | 1.2 |
| 4 | 21.0 | 22.1 | 22.9 | 22.0 | 0.9 |
| 5 | 19.3 | 21.7 | 21.8 | 20.9 | 1.4 |
| 6 | 29.1 | 27.8 | 28.9 | 28.6 | 0.7 |
| 7 | 22.6 | 21.8 | 22.1 | 22.2 | 0.4 |
| 8 | 24.4 | 23.8 | 24.0 | 24.1 | 0.3 |
| 9 | 23.6 | 21.2 | 22.5 | 22.4 | 1.2 |
| 10 | 20.9 | 21.6 | 21.0 | 21.2 | 0.3 |

En la misma se puede ver que los mejores resultados corresponden a las muestras 3 y 6.

3.2-Conductividad Térmica (k)

Para este ensayo se utilizó un Conductímetro de Placa Caliente Guardada, de acuerdo a la norma ASTM C 177 97, fabricado en el Laboratorio de Ingeniería en Sistemas de Energía de la Universidad de Quintana Roo; se fabricaron especímenes de 127 x 152 mm de sección y 20 mm \pm 2 de espesor a los cuales se les suministró calor por uno de los lados (calentador de guarda) por medio de una resistencia eléctrica (calentador principal) para luego ser extraído por el otro de los lados mediante una placa enfriada, como se muestra en la figura 2.2.2.1; el suministro de calor fue generado desde la resistencia central a través de un variac hasta alcanzar el estado permanente, considerándose éste cuando las diferencias de temperaturas entre cuatro mediciones consecutivas con intervalos de quince minutos, no variaron en más de 0.1 °C. Se ensayaron diez series, en cada una de ellas se realizaron tres corridas, con mismo número de variaciones de corriente del variac, estos datos fueron registrados en un amperímetro y voltímetro con la ayuda de un monitor de termopares tipo K instalados tanto en las superficies frías como en las calientes de los elementos de prueba, de donde se obtuvieron las temperaturas correspondientes.

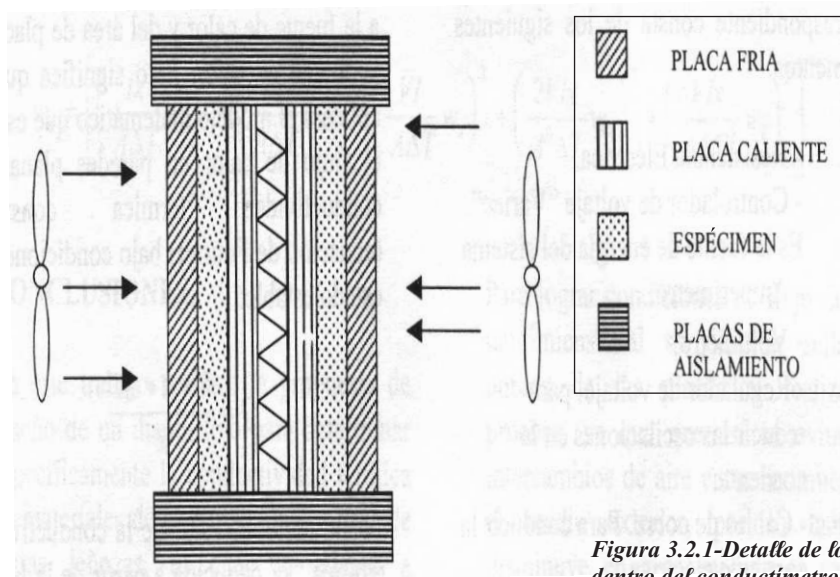


Figura 3.2.1-Detalle de los especímenes dentro del conductímetro de prueba

Una vez alcanzado el estado estable, el cálculo de la conductividad térmica fue obtenido mediante la ecuación de Fourier modificada, de acuerdo a la norma ASTM C 518-98

$$k = \frac{Q(L_1 + L_2)}{2A(\Delta T_1 + \Delta T_2)}$$

Donde:

Q = Calor suministrado (W)

L1, L2 = Espesores de cada espécimen (m)

A = Área del espécimen (m²)

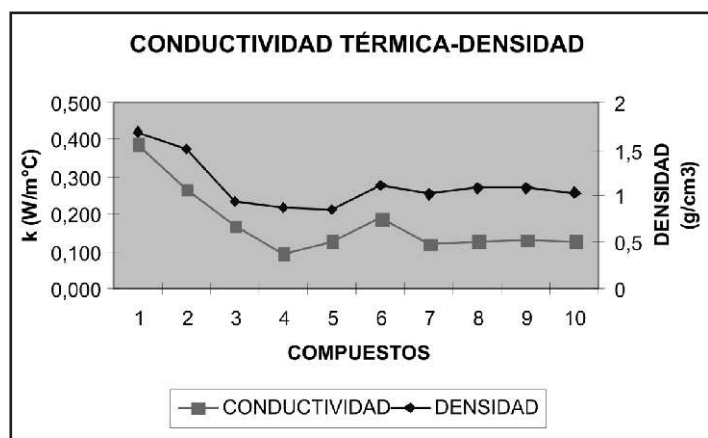
ΔT1, ΔT2 = Diferencial de temperatura de cada espécimen (°C)

k = Conductividad térmica (W/m °C)

La tabla 3.2.1 muestra los valores promedio para cada uno de los compuestos y la gráfica 3.2.1 es la comparación entre la densidad y la conductividad térmica, donde se aprecia la misma tendencia de comportamiento entre ambos parámetros, que coincide con lo planteado por la norma NOM-008-ENER-2001.

| Muestra | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| k | 0,388 | 0,267 | 0,169 | 0,094 | 0,125 | 0,188 | 0,120 | 0,129 | 0,133 | 0,127 |

Tabla 3.2.1: Conductividad Térmica



Gráfica 3.2.1- Comparación del comportamiento entre la densidad y la conductividad térmica

Teniendo en cuenta los criterios de selección, anteriormente señalado se considera que las mezclas más adecuadas son la 3 y la 6 por tener la resistencia a compresión más alta, adecuado tiempo de solidificación y poseen conductividades térmicas por debajo de los materiales comúnmente utilizados. Adicionalmente presentaban los valores más bajo de absorción y porosidad

3.3-Durabilidad

3.3.1-Incompatibilidad química

Para evaluar la incompatibilidad química se utilizó la microscopía electrónica de barrido (MEB). Se empleó un microscopio electrónico Philips Modelo XL 20 (1995) y la composición química se hizo a través de un analizador de Rayos "X" (EDS) Marca Oxford, Modelo Link Pentafet; el primer equipo permite observar el contraste entre las diversas fases del compuesto por la diferencia entre los números atómicos, lo que significa que entre más denso es el material, la imagen es más clara, el segundo analiza la composición química de la zona de interés. Las muestras de ensayos fueron impregnadas con vapor de oro para lograr las interacciones elásticas e inelásticas producidas por la incidencia de electrones sobre las muestras.

Los análisis fueron dirigidos; a la zona de transición, por sus características diferentes al resto de la matriz y en donde la porosidad y la presencia de portlandita definen el comportamiento del producto; a la zona ocupada por el refuerzo, para analizar la acción del silicato de sodio en el proceso de petrificación de la fibra y a la zona de la matriz, para observar posibles agrietamientos.

Se seleccionaron las muestras correspondientes a los vértices 3 (V3) y 6 (V6) que fueron las de mejores comportamiento físico y mecánico: la primera con una edad de tres años y la segunda, la más representativa de las dos, a edades de uno, dos y tres años; el objetivo fue conocer el comportamiento del compuesto a través del tiempo y el comportamiento de dos compuestos con edades semejantes pero con diferente fracción volumétrica de fibra. Aquí solamente se muestran los resultados a los tres años de ambas muestras

3.3.1.1-Muestra del vértice 6 (V6) de 3 años de edad con relaciones de $f/c = 1.0$ y $a/c = 0.5$

La tabla 3.3.1.1.1 se refiere al análisis químico puntual de rayos X por energía dispersa de una muestra

| ELEMENTOS | FIBRAS | ZONA DE TRANSICIÓN | MATRIZ |
|-----------|--------|--------------------|--------|
| C | 41,72 | 12,36 | 13,11 |
| O | 47,15 | 50,24 | 51,23 |
| Na | 0,40 | 0,45 | 0,43 |
| Si | 1,04 | 4,09 | 6,95 |
| S | | | |
| K | 0,13 | 0,25 | 0,37 |
| Ca | 8,74 | 25,79 | 25,08 |
| Al | 0,28 | 0,72 | 0,84 |
| Mg | | 0,35 | 0,35 |
| Fe | | 0,75 | 0,91 |

Tabla 3.3.1.1.1-Análisis químico puntual de rayos X por energía dispersa (EDS) en muestras del V6 de 36 meses de exposición en condiciones naturales

La foto de la figura 3.3.1.1.1 expone en primer plano una sección de la fibra (2) en excelentes condiciones, inmersa en una matriz densa (3); la fibra después de 36 meses muestra una estructura sólida, con buen amarre en la zona de transición (1). Los elementos encontrados en la fibra muestran la presencia de un porcentaje elevado de carbono y un contenido de silicio más elevado que en las muestras de edades tempranas; la relación Ca/Si (3.61) de la matriz indica ausencia de alta concentración de cal libre cerca de la fibra.

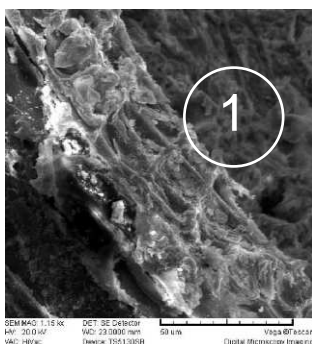


Figura 3.3.1.1.1-Muestra del vértice 6 de 36 meses de antigüedad

3.3.1.2-Muestra del vértice 3 de 3 años de edad, con relaciones de $f/c=2.0$ y $a/c=1.0$

En esta muestra la única variación con respecto a la anterior es la fracción volumétrica de la fibra, aspecto que pudiera incidir en el comportamiento del compuesto; sin embargo, la foto 3.3.1.2.1 muestra una fibra (2) con buen agarre en la zona de transición (1), la misma, se aprecia densa y heterogénea como las anteriores. De la misma forma, la matriz presenta una relación Ca/Si de 4.9 lo que indica la ausencia de alta concentración de cal libre cerca de la fibra.

| ELEMENTOS | FIBRAS | ZONA DE TRANSICIÓN | MATRIZ |
|-----------|--------|--------------------|--------|
| C | 48.13 | 22.43 | 8.74 |
| O | 43.38 | 47.41 | 32.43 |
| Na | 0.24 | 0.29 | 0.36 |
| Si | 1.08 | 3.85 | 7.38 |
| S | | | |
| K | 0.16 | 0.14 | 0.24 |
| Ca | 5.79 | 20.10 | 36.24 |
| Al | 0.13 | 0.50 | 0.78 |
| Mg | 0.03 | 0.07 | 0.24 |
| Fe | | 0.56 | 1.58 |

Tabla 3.3.1.2.1-Análisis químico puntual de rayos X por energía dispersa (EDS) en muestras del V3 de 36 meses de exposición a condiciones naturales

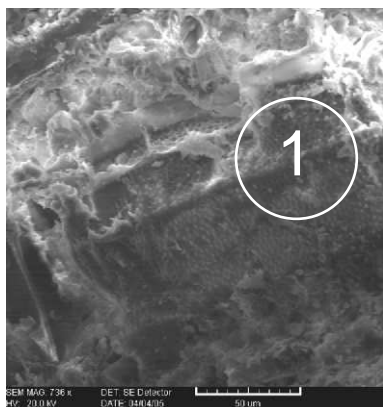


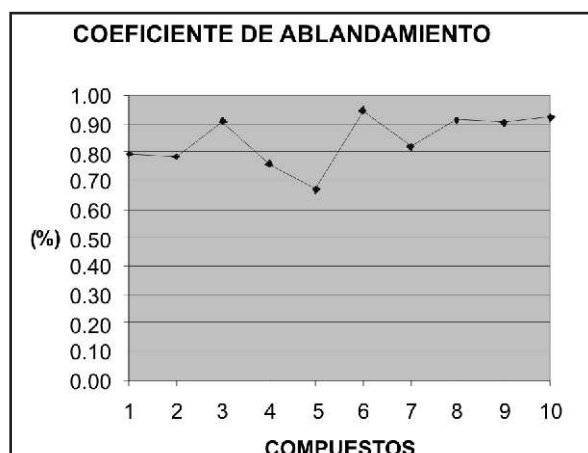
Figura 3.3.1.2.1-Muestra del vértice 3 de 36 meses de antigüedad

3.3.2-Incompatibilidad física entre refuerzo y matriz

Para evaluar este proceso, se utilizaron dos tipos de ensayos: Coeficiente de Ablandamiento y ciclos de Humedecimiento y Secado.

3.3.2.1-Coeficiente de ablandamiento

Este ensayo determinado por el cociente entre la resistencia a la compresión de una muestra saturada en agua durante cinco horas y la resistencia de la misma muestra seca. Se consideran aceptables los resultados dentro del rango $0.5 \leq R_c \leq 1.0$ para valores del coeficiente de ablandamiento mayores de 0.8 se considera el material resistente al agua; la gráfica 3.3.2.1.1 define la media de las series para cada una de las muestras.



Gráfica 3.3.2.1.1-Comportamiento de la durabilidad a través del Coeficiente de Ablandamiento

Los valores de las muestras 1, 2, 4 y 5 están por debajo de 0.80, lo que significa que son sensibles a las acciones del agua; estas mismas muestras son las que tienen los porcentajes más altos de porosidad y absorción; por lo que, en los ensayos subsiguientes sólo se considerarán las muestras de los vértices 3 y 6.

3.3.2.2-Humedecimiento y secado

Para este ensayo basado en la norma ASTM D 559-96 y en las recomendaciones de la Inter American Housing and Planning Center (CINVA), las muestras tenían una sección fue de 150 x 150 mm con un espesor de 25 mm; se sometieron a 12 ciclos de 48 horas cada uno. Un ciclo consiste de tres pasos: Un primer período de 5 horas donde las muestras permanecen sumergidas en agua a temperatura ambiente ($21^{\circ}\text{C} \pm 2$), un segundo período de 42 horas donde las muestras se someten a un secado en horno a una temperatura de $70^{\circ}\text{C} (\pm 2)$ y finalmente, un período de una hora aplicando el proceso de cepillado en las caras de la muestra, consistente en 20 pasadas con un cepillo de cerdas de acero aplicando una presión de aproximadamente 13.3 N y seis más para cada uno de los lados.

Las tablas 3.3.2.2.1 y 3.3.2.2.2 muestran los porcentajes de desgaste al final de los 12 ciclos, para cada una de las muestras.

| MUESTRA | W inicial (g) | W final (g) | Pérdida de masa % |
|---------|------------------|----------------|----------------------|
| 1 | 757 | 711 | 6.47 |
| 2 | 810 | 779 | 3.98 |
| 3 | 785 | 743 | 5.65 |

Tabla 3.3.2.2.1-Humedecimiento y Secado en las muestras del vértice 6

| MUESTRA | W inicial (g) | W final (g) | Pérdida de masa % |
|---------|------------------|----------------|----------------------|
| 1 | 530 | 488 | 8.61 |
| 2 | 522 | 489 | 6.75 |
| 3 | 527 | 486 | 8.44 |

Tabla 3.3.2.2.2-Humedecimiento y Secado en las muestras del vértice 3

La ecuación proporciona las pérdidas de masa

$$M = \left(\frac{W_i - W_f}{W_f} \right) 100$$

Donde

M = Pérdida de masa (%)

Wi = Peso inicial (g)

Wf = Pesos final (g)

Del resultado de estos dos ensayos se concluye:

-Todos los resultados de las muestras en el ensayo del Coeficiente de Ablandamiento, están dentro del margen especificado, sin embargo, sólo las muestras de los vértices 3 y 6 tienen valores por encima de 0.80

-En el ensayo de Humedecimiento y Secado, las muestras conservaron sus aristas en buen estado y por los resultados obtenidos, de acuerdo con las recomendaciones de la CINVA (Inter American Housing and Planning Center) que marca pérdidas de 5 % para edificaciones urbanas para todos los climas y 10 % para edificaciones rurales para todos los climas, el producto tiene un desgaste aceptable.

-Ambos ensayos pueden tomarse para predecir el comportamiento de los compuestos en el transcurso del tiempo, pero es más recomendable trabajar con el de Coeficiente de Ablandamiento debido a la sencillez de su implementación.

4.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1-Conclusiones

4.1.1-Con el uso de fibras orgánicas en matrices de cemento, es posible lograr compuestos durables, con las propiedades físicas y mecánicas necesarias para elementos constructivos de vivienda, la clave está en la proporción adecuada de a/f, y en la aplicación de la presión negativa, durante un tiempo determinado, que depende a su vez, de la fracción volumétrica del refuerzo y el uso del silicato de calcio como agente mineralizador.

4.1.2-El diseño del experimento por el método del hexágono resulta adecuado, ya que permite analizar la relación agua-cemento en 3 niveles diferentes y la relación fibra cemento en 5 niveles y considerar las variables independientes que se deseen

4.1.3-La durabilidad se debe analizar desde dos vertientes: la incompatibilidad química y la incompatibilidad física de los compuestos; la primera a través del comportamiento microscópico, mientras que la segunda a través del macroscópico, como a continuación se detalla:

MICROSCÓPICO: Para observar el comportamiento de cada una de las fases que componen el compuesto: refuerzo, matriz y zona de transición.

MACROSCÓPICO: La incompatibilidad física entre la fibra y la matriz se debe analizar a través de dos tipos de ensayos: Coeficiente de Ablandamiento, y de Humedecimiento y Secado.

4.1.4-Dentro de los ensayos macroscópicos de durabilidad, el de Coeficiente de Ablandamiento es más conveniente que el de Humedecimiento y Secado, debido a su sencillez, rapidez y precisión, además de ser más fácil la interpretación del comportamiento ante la presencia del agua.

4.2.-Recomendaciones

4.2.1-Extender este trabajo a otro tipo de fibras orgánicas naturales prioritariamente las fibras de coco y de henequén, por su abundancia en Cuba.

5.- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1-Bojórquez I., Acevedo J. Desarrollo de un nuevo material a base de fibras orgánicas del sudeste mexicano en matriz de cemento Portland para producir paneles ligeros. Tesis presentada en opción al grado científico de doctor en ciencias técnicas. Ciudad de La Habana, Cuba.2002.

- 2-Agopyan, V.; John, V.M.; Derolle, A. Construindo com fibras vegetais. A Construção São Paulo, n. 2200, p. 17-20. 1990.
- 3-Swamy, R.N. Vegetable Fibre Reinforced Cement Composites – a False Dream or a Potential Reality? In: International Symposium on Vegetable Plants and their Fibre as Building Materials, 2., Salvador, 1990. Proceedings.
- 4-Savastano Jr, H. Zona de Transição entre Fibras e Pasta de Cimento Pórtland: Caracterização e Inter-relação com as Propriedades Mecânicas do Compósito. Tese apresentada à escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Engenharia. São Paulo. 1992.
- 5-Savastano, H. Materiais à Base de Cimento Reforçados com Fibra Vegetal: Reciclagem de Resíduos para a Construção de Baixo Custo. Tese apresentada a Concurso de Livre-Docência. Escola Politécnica da Universidade de So Paulo. 2000.
- 6-Agopyan, V.; Savastano, H. Uso de Materiais Alternativos à base de Fibras Vegetais na Construção Civil: Experiência Brasileira. In: Seminario Iberoamericano 1997 de Materiales Fibrorreforzados, 1., y Reunión Proyecto PIP VIII.5 Cyted, 3., Cali, 1997. Memorias.
- 7-Shao, Y.; Moras, S.; et al. Wood Fibre-Cement Composites by Extrusion. In: Canadian Journal Civ. Eng. Vol. 27 pp. 543-552. Canada, 2000.
- 8-Caldas, A. Estudo da Durabilidade de Compósitos Reforçados com Fibra de Celulose. Tese para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Universidade de So Paulo. 2002.
- 9-Holman, J.P. Transferencia de Calor. Edit. McGraw-Hill. México, 1999.
- 10-Acevedo J. Brito, B. Uso de La Fibra de Coco en la Fabricación de Paneles Ligeros.
- 11-Macías, J. Utilización de Fibras Orgánicas en Hormigones. Tesis para la obtención del Grado Científico de Doctor en Ciencias Técnicas. ISPJAE. Cuba, 1993.

TEXTILE REINFORCED CONCRETE-PROVIDING SUSTAINABILITY FOR FLEXIBLE URBAN CONCEPTS

Silke Tomoscheit ¹, Udiyasinh Gohil ² and Thomas Gries ³

ABSTRACT

Today's building techniques have to consider strict requirements concerning their environmental impact and their sustainable behaviour regarding all technical and socio-economical aspects of modern living. The recent technological developments in the form of Textile Reinforced Concrete are capable of providing the construction industry with a powerful building material whilst providing a solution against the above mentioned aspects. In 12 years of university led (industrially oriented) research a composite material has been developed with properties that surpass the common building materials in several attributes. The combination of a fine grain, high strength concrete with high-tensile strength textile reinforcement ensures an enormous load bearing capacity. Since the material is non-corrosive only the structurally necessary amount of concrete is to be applied. The result being building elements made of Textile Reinforced Concrete that use up to 85 % less concrete, saving material, weight, CO₂-emissions and primary energy. The material allows an almost unlimited flexibility in design, needing only about 2-3 mm of concrete covering the textile reinforcement. The resulting possibilities for thin-walled light-weight structures enable it to be used in high rise buildings as well as the application in existing buildings adding floors without adding a large amount of extra weight on the load bearing structure. This opens the possibility to counteract urban sprawl and therefore helps to provide areas with better infrastructure and reduced travel times. Since Textile Reinforced Concrete is mostly used in prefabricated elements, preassembling of complete building modules is envisioned. The possibility to reduce element thickness provides space for function integration. As of now this has been done at proof-of-principle stage and will be further developed in several research projects.

URBAN SPRAWL – THE IGNORED CHALLENGE

Between 1950s and 1980s, the demographic expansion was at its fastest in cities around the world. Subsequently, it decelerated a little. Today, half the world's population lives in urban areas and the projects for 2050 are that all regions will be predominantly urban, with the tipping point in Eastern Africa anticipated slightly after 2050. It is still an open debate whether urbanisation has positive or negative effect on the human civilisation; however the process of urbanisation is inevitable. Urbanisation can signal the following positive developments for humanity in general in terms of (a) the employment sector, from agriculture-based activities to mass production and service industries; (b) in societal values and modes of governance; (c) in the configuration and functionality of human settlements; (d) in the spatial scale, density and activities of cities; (e) in the composition of social, cultural and ethnic groups; and (f) in the extension of democratic rights, particularly women's empowerment. On the other hand, a negative effect of rapid urbanisation has been the phenomenon of urban sprawl.

Urban sprawl is recognised as the major challenge facing urban Europe according to the 2006 European Environment Agency report [1]. EEA defines urban sprawl as a phenomenon that "is commonly used to describe physically expanding urban areas [...] mainly into the surrounding

¹, ² and ³-Instiut fuer Textiltechnik (ITA) of RWTH Aachen University, Aachen (Germany)

agricultural areas." [1]. In comparison with normal city growth urban sprawl is considered to be an unplanned process with tendencies of discontinues land use resulting in empty spaces and relatively low density areas. [1]

Urban sprawl is not only restricted to European Cities. According to the UN-Habitat report it is stated that in some large cities of Mexico, China and Africa the urban area growth is 1.5 times the population growth [2]. In the EEA report the percentage of people living in urban areas by 2020 is estimated to be 80 % to 90% [1].

ISSUES CAUSED BY URBAN SPRAWL

Urban sprawl generates negative environmental, economic and social externalities, irrespective of the form of the sprawl in terms of illegal and informal settlements or residential zones for middle- and high-income groups. Inadequate governance, lack of planning and poor access to amenities are major drivers for urban sprawl in developing countries. Subsequently, rich and poor seek refuge outside the city, which generates further partitioning of the physical and social space. [2]

Urban sprawl has major impacts in terms of increased energy, land and soil consumption. The result of these impacts is threats to natural resources, raising pollution levels and in general health hazards to the human population as well as flora and fauna. [1]

Worldwide towns merge to megacities. They are spatial units which are territorially and functionally dependent on the same economic, political, socio-cultural and ecological systems. This vast urban regions are the "[...] engines of both global and regional economy, and they reflect the emerging links between urban expansion and new forms of economic activity" [2]. In many regions, relocating to "satellite" or dormitory towns and suburbs can be observed. These areas often have lower costs for accommodation than central areas. In addition, regions with lower densities often provide a better quality of life. However, this trend creates areas with a low diversity of residential, commercial and industrial developments. A by-product of these developments is the increase in time and cost of transportation. Urban sprawl leads to dependence upon private transportation and more distances need to be travelled resulting in increased fuel requirements. This issue is particularly undesirable in developing world where access to private (and at times public) transport is a major issue in itself. [2, 11]

The surface of earth is a finite resource. Once covered with concrete, this surface is rendered useless for natural flora growth for many decades, unless expensive recovery processes are carried out. Hence, a direct issue of urban sprawl is coverage of an increasing amount of this finite resource with concreted structures such as roads and buildings. [3]

Authorities lack the ability to predict urban growth and, as a result, fail to provide land for the urbanizing poor. In addition, the urban poor are denied land rights which are one of the main factors driving people to the periphery of towns, associated with urban sprawl in developing countries. [1]

Various social and economic factors can be responsible for crime in a city; however urban sprawl can definitely encourage these factors and hinder crime prevention. Large mono-functional areas such as industrial parks and open-space car parks are never in constant use and at times are deserted all together, encouraging crime activities. Experiences from other cities have proved that mixed-use higher density developments with integrated public space will reduce this issue. [2]

(RE-) URBANISATION OF INNER CITIES – A SOLUTION AGAINST URBAN SPRAWL

Recent studies have shown a reverse trend to sub-urbanisation of the 90s in central Europe. The Re-urbanisation concept tends to concentrate on inner city quarters. Public authorities have realized the issues of sub-urbanisation as identified in the section before. Subsequently, planning policies are adopted in favour of a planned mixed use, high density urban areas. This is not limited to large cities. Especially in Germany the smaller or middle sized cities experience this development. Based on German research results a "renaissance" of inner city living seem to be mostly happening in specific regions and cannot be applied to German cities in general. However the movement out of cities with the exception of Berlin has stopped. The tendency to live in dense city quarters seems to be related to a number of factors. A powerful economy within small distances reachable by means of public

transport, a good public infrastructure combined with enough residential quarters that are fitted to the needs of the various demographic groups. [4, 5]

Whereas extent of re-urbanisation in Germany is still under discussion within the scientific community researchers of ETH Zurich conducted a study on urban sprawl in Switzerland. Starting with the observation that urban sprawl is indeed a problem in Switzerland with all its negative impacts a monitoring tool as well as proposals for a better planning and development process for urban areas were created. [6] A study of Zurich, a city of growing population, found additional living space is mainly created by tearing down of old building and the following erection of new buildings. The time frame for the erection after the demolition is on average 1 ½ years for residential building to 2 years for industrial buildings. In addition, population living in older buildings is declining with an average of 2.5 % per year (2000-2009). [7]

ARCHITECTURAL CONCEPTS AND REQUIREMENTS ON BUILDING MATERIALS (1/2)

The success of resettling demographic groups within city limits is related to the ability to create livable areas according their needs. There is a huge amount of literature available for the policy level changes required in urban planning processes. [1, 4, 5, 11] However, the policy uptake on the level of city quarters and the provision of services needs to be complemented with the use of flexible building techniques. Otherwise the created solutions will only be apt for a limited period of time foregoing the demand for sustainability.

The recent financial upheaval in Europe has provided evidence that the use of buildings can change over its lifetime based on not only economic but even demographic and social circumstances. A paradigm change in the working practices in office environment is noticed in some cases, where the role of individual desks is disappearing into a hot-desk system. In addition, the personalized influence in building comfort has also increased. Hence, today's building structure needs to be durable but flexible enough to enable different end-use pattern. Consequently, the future building design needs to embrace the anticipated time induced flexibility. For the re-use of existing buildings, possibly with the addition of new space, one of the challenges is the energy efficiency and the provision of building services or even improving the existing supply infrastructure. While the concept is important on a building scale the demand for flexibility must be applicable to a district level also for a sustainable land use.

The next section will discuss a radical new technological solution, that enables the uptake of re-urbanisation by coming up with a sustainable, flexible, new-build as well as retrofit solution for concrete.

TEXTILE REINFORCED CONCRETE (TRC) – A TECHNOLOGICAL PANACEA AGAINST URBAN SPRAWL?

Textile Reinforced Concrete (TRC) is a fairly new composite building material. Instead of using steel reinforcement technical textiles made of glass or carbon fibres are used to strengthen the concrete against tensile loads. The textiles are designed to follow the directionality of the loads providing a higher efficiency than traditional fibre reinforced concrete.

TRC offers several advantages over conventional construction methods. In particular, the lack of susceptibility to corrosion of reinforcement textiles in comparison to steel brings several advantages. Thus, very thin-walled components can be made with only a few millimetres of concrete thickness, as the required minimum cover of reinforcing steel overleaf of 3 cm is not necessary. Thus an enormous amount of the CO₂-intensive building material cement can be saved (up to 85 %). This saves material costs and reduces environmentally harmful emissions. In addition the light weight elements bring benefits during transport and assembly. The textiles used have a higher load bearing capacity than steel reinforcement, based on the reinforcement cross-section. Large, powerful yet delicate components are now possible. This creates potential for the sustainable retrofitting of existing buildings as well the construction of new applications. [8].

The enormous material reductions while maintaining all structural advantages of reinforced concrete proofs the superiority of this technology for a vast amount of building purposes. The reduction of the global warming potential by up to 70 % CO₂-equivalent (depending on the product

and additional materials used) compared to conventional building techniques while keeping the structural advantages and reducing wall thickness makes TRC capable of contribution to the target of 0-CO₂-solutions [8].

Additionally to the structural and ecological advantages offers the material the possibility to integrate additional functions without adding much to the cross section of walls. The Textile Reinforced Concrete functions as a highly efficient load bearing structure with minimized cross section. Due to the prefabrication of building components functional elements can be easily integrated creating multifunctional solutions.

The advantages of Textile Reinforced Concrete as a sustainable and flexible building material are shown in Figure 1.

| <u>Structural/ Architectural</u> | <u>Ecological</u> | <u>Functional</u> |
|--|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> ▪ Thin-walled lightweight structures (min. thickness 2 mm) ▪ High load bearing capacity ▪ Low porosity → reduced water penetration ▪ Minimal surface cracking ▪ No corrosion problems ▪ Flexibility in design | <ul style="list-style-type: none"> ▪ Reduction of CO₂ and energy usage in <ul style="list-style-type: none"> ▪ production ▪ transport ▪ implementation ▪ use ▪ Usability of natural insulation materials ▪ fit for passive house standards | <ul style="list-style-type: none"> ▪ Integration of additional functionalities for <ul style="list-style-type: none"> ▪ energy harvesting ▪ energy distribution ▪ energy saving ▪ Ductile failure behaviour ▪ Modular building systems ▪ thermal insulation composite systems |

Figure 1-Advantage of Textile Reinforced Concrete (source: ITA)

FLEXIBLE URBAN CONCEPT WITH PROOF-OF-CONCEPT TRC BUILDING COMPONENTS

Due to its material characteristics TRC is an ideal building material for the manufacturing of filigree and light-weight building elements. The resulting possibilities for thin-walled light-weight structures enable it to be used in new building projects as well as the application in existing buildings adding storeys without giving much extra weight on the load bearing structure or adding to the buildings cubature thus increasing the usable space of inner cities. Furthermore the material can be even used to modify the supporting structure enabling it for additional loads. This opens the possibility to counteract urban sprawl and therefore helps to provide areas with better infrastructure and reduced traffic distances. Since TRC is mostly used in prefabricated elements, preassembling of complete building modules is envisioned. The possibility to reduce element thickness provides space for function integration. In addition, fine grain concrete matrices guarantee an even and sharp-edged high quality surface, so that TRC is predestined for architectural applications.

The material has been thoroughly researched during the last 15 years prominently in Germany, Israel and USA. Several applications have been realized over that period. For the purpose of sustainable urban development new forms of building material and techniques are provided. TRC is increasingly used in facades, integrated formworks, sandwich elements, shells, sealing elements, building enhancements and even bridges.

FACADE SYSTEMS

Ventilated facades with extensions of up to 12.3 m² and thicknesses of 20 – 35 mm have been demonstrated in several demonstration projects (Figure 2). They require bracing substructures to limit the deformation of the thin layers of concrete. These bracings can be incorporated into the design of the textile reinforcement structure, reducing additional production costs. Ventilated facade made of TRC surpasses conventional facade techniques in terms of size and structural strength.

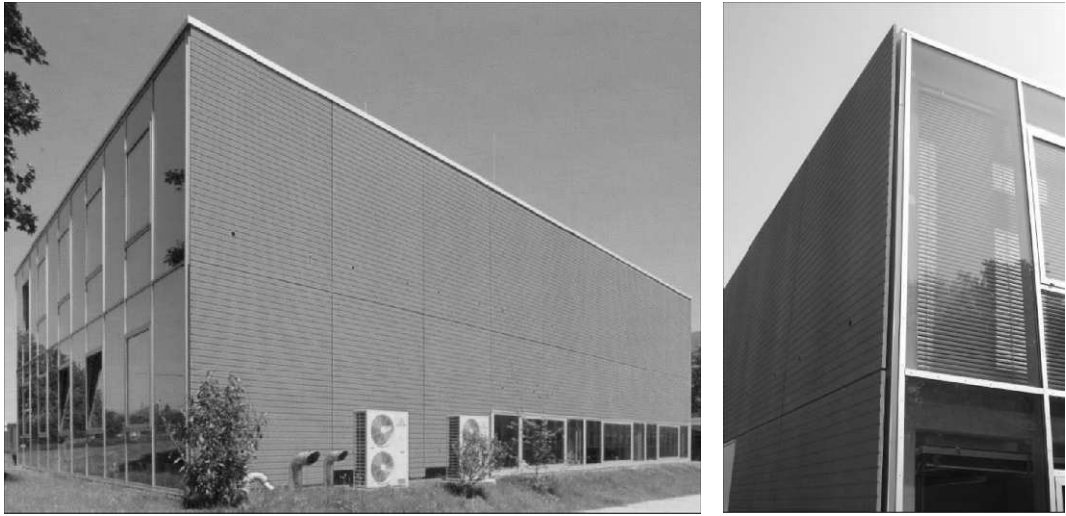


Figure 2-Laboratory building of IMB-RWTH Aachen University, panels produced by Hering Bau GmbH (source: Institute for structural concrete of RWTH Aachen University)

Due to long term collaboration with RWTH Aachen University and TU Dresden the company Hering Bau GmbH successfully developed a ventilated facade system with an element thickness of 20-30 mm depending on the element size of either 1200 by 600 mm or 2400 by 1200 mm. Textile reinforcement varies between a 2D or a 3D (spacer fabric) design according to product requirements. The betoShell® facade is the first industrial product with a general technical approval, enabling the technology to be used in numerous buildings without further costs for design and testing. The betoShell® system therefore is the only commercial product available to planners and architects on the market. It has been used in several buildings already. It can be ordered in different sizes and designs (Figure 3).



Figure 3- BetoShell® facade systems - a cooperative development of RWTH Aachen, TU Dresden and Hering Bau GmbH (source: Hering Bau GmbH)

Sandwich panels for industrial and multi-storey buildings are mainly made with layers of metal or reinforced concrete. Surface layers of TRC combines the advantages of the aforementioned materials in terms of weight, sound/fire-proofing and offer advantages in terms of corrosion resistance and design freedom. In comparison to conventional structural concrete members the usable building area or the insulation thickness can be increased with the same cubature. Moreover the cost of transportation as well as connecting and fixing devices can be lowered. Stiff, yet light and load bearing

cross-sections can be created with sandwich structures that allow large spans and additional savings in material usage and overall wall thickness (Figure 4) [8].



Figure 4-Texhaus "Café Reiff" - laboratory sized building made of modular sandwich panels (walls and roof) (source: RWTH)

Whereas the technology of sandwich building components made of TRC was already applied in laboratory sized projects for research purposes of the Collaborative Research Centre 532 (SFB 532) at RWTH Aachen University (Figure 4), the implementation in a large scale building project with all the demands of an up-scaled development and production firstly done within the EU co-funded project LIFE Insu-Shell (Environmentally Friendly Facade Elements made of thermal insulated TRC) (Figure 5). Within the collaborative project between research and industry a highly insulated sandwich facade with an overall wall thickness of 18 cm (1/3 of a conventional wall) was applied in an industrial sized scale (590 m²). The CO₂-balance conducted for the project has proven the high potential for saving CO₂ (55 %) and primary energy in concrete construction [9].



Figure 5-Project EU LIFE06 "Insu-Shell", cross-section of an element, sandwich element and complete façade (source: RWTH)

THIN-WALLED STRUCTURAL SURFACE STRUCTURES

A large sized umbrella like demonstrator with a parabolic curved surface support structure consisting of 4 components with an area of 7 m by 7 m each is erected in Aachen, Germany, as a concluding demonstrator of the SFB 532 project (Figure 6). The extremely thin-walled extensions of the shell are reinforced with carbon fabric creating the image of a lightweight almost floating roof structure. The project demonstrates the architectural possibilities of TRC while also showing the results of the SFB 532 in its most extreme form yet.

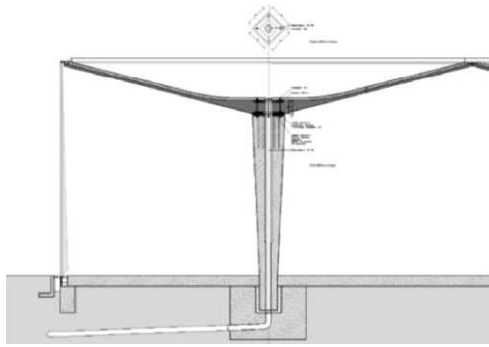


Figure 6-Parabolic surface structure, demonstration project of RWTH Aachen University (source: RWTH)

PEDESTRIAN BRIDGES

The pedestrian bridge over a state road in Albstadt, Germany, had to be torn down due to immense corrosion damages of the steel reinforcement and was replaced by a new bridge (Figure 7). The design of the new bridge allows a slender and durable construction with high demands on the concrete surface. The bridge with a total length of 97 m is subdivided in six prefabricated parts with a maximum element length of 17,2 m and a span of $L_s = 15$ m. Use of TRC ensured the cross-sectional thickness of only 43 cm. Thus, a slenderness ratio of $L_s/H = 35$ and an extreme slender bridge construction is achieved. Due to the non-corrosive textile reinforcement a very small concrete cover is possible and, thus, webs and cantilever arms are thin in design [10].



Figure 7-Pedestrian bridge in Albstadt (Germany) - a cooperative project of RTWH Aachen University with GrozBeckert (source: RWTH)

CONCEPTS FOR EXISTING BUILDING STRUCTURES

For the re-urbanisation process, TRC concepts are required both for new-builds as well as retrofitting of building projects. The primary motivation for retrofitting is better insulation of the building, which when constructed did not have the right insulation. In such cases, a sandwich cladding system will help achieve the energy efficiency by minimizing the head loss. The new TRC concept to add active renewable energy technologies such as solar photovoltaic (PV) cells gives a new dimension to the use of TRC products. Hence, the future concepts of TRC products will have both the passive as well as active measures for sustainability. The insulation layers in such components are designed to embed additional installations. PV cells or solar thermal absorbers can be embedded on the outer layer of the component. Advanced building elements and optimised details of construction are the basis to design and construct adaptive and energy efficient buildings. Figure 8 below schematically describes these multi-functional concepts here in the form of a roof retrofit.

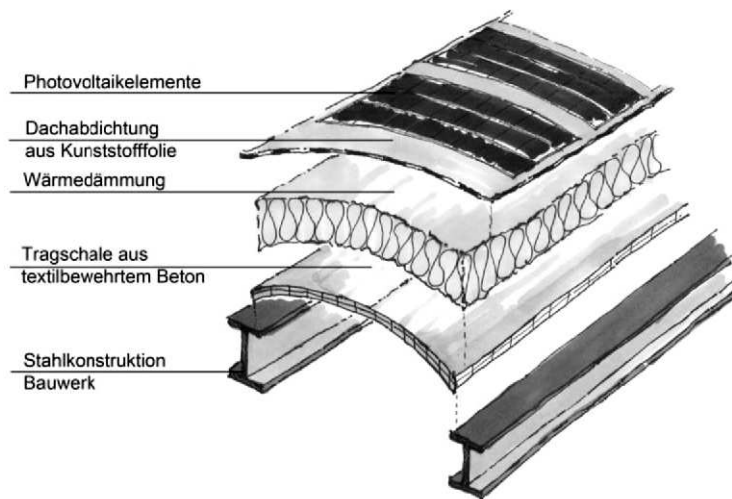


Figure 8-Concept of a roofing element made of TRC with integrated functions for energy generation
(source: Carpus + Partner AG)

Another aspect of current retrofitting projects is the inability to add floors on existing structures when the foundations and framework is not designed for it. When probable TRC uses considered, this might be a possibility due to the significantly less load of TRC components. This is schematically explained in Figure 10 below. The modules will mostly be prefabricated structures that are just placed on the existing structure.

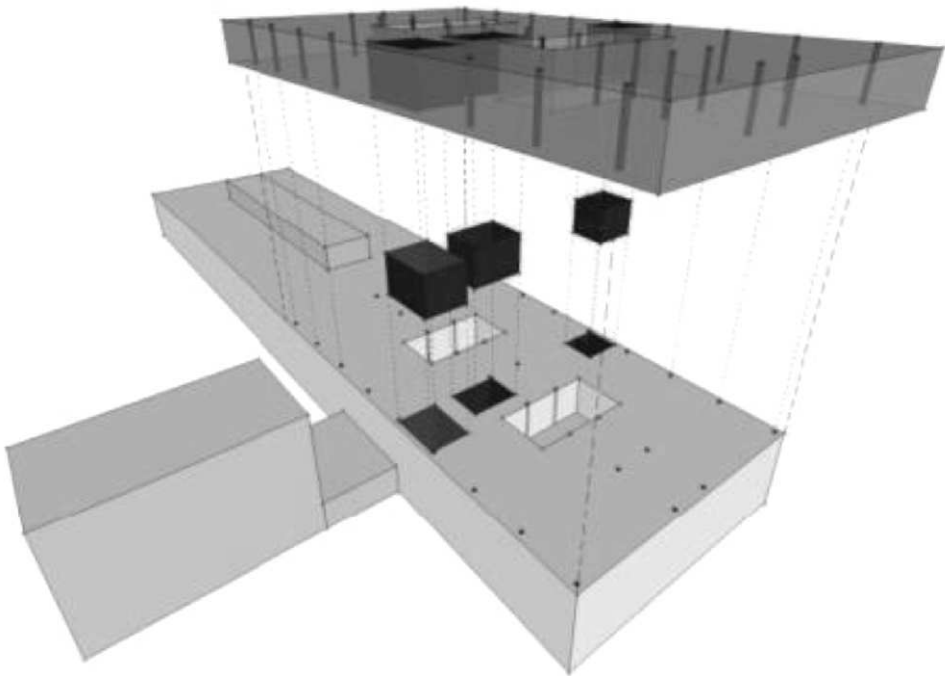


Figure 9-Concept for adding prefabricated modules to an existing building structure
(source: Carpus + Partner AG)

The integration of both concepts in an existing building structure is shown below on the example of the INNOTEX building at RWTH Aachen University (Figure 10).



Figure 10- INNOTEX building (left) and retrofitting concept (right) (sources: ITA, Carpus + Partner AG)

CONCLUSION

Cities must aim policies at current urban challenges (slums, affordable land, basic services, public transport) and more particularly anticipate expansion with sound planning policies and related actions that control the speculation associated with urban sprawl. Cities must also grant rights to the urban poor, along with affordable serviced land and security of tenure if further peripherization is to be avoided.

The challenge here is for local authorities and regional governments to adopt policies that maximize the benefits of urbanization and respond to these forms of inter-connectivity and city interdependence. The rationale is to promote regional economic development growth, as well as to anticipate and manage the negative consequences of urban/regional growth, such as asymmetrical regional and urban development that has the potential to compound the urban divide.

Policies and city planning activities can be supported by building concepts and construction materials. In order to re-use existing urban developments and create sustainability for further generations, flexible building concepts have to be implemented. The limitations of the existing building stock as well as the requirements for environmentally friendly building materials recommend the use of Textile Reinforced Concrete as a future building material.

LITERATURE

- 1-EEA report: Urban sprawl in Europe, 2006, ISSN 1725-9177.
- 2-United Nations Human Settlements Programme (UN Habitat): State of the World's Cities 2010/2011 - Bridging the Urban Divide, www.unhabitat.org, 2008, last visited on 09.07.2012.
- 3-Transportation research Board, Transit Cooperative Research Programme: The costs of urban sprawl – revisited, TCRP report 39, National Academy press, Washington DC, 1998.
- 4-Steffen Maretzke (Hrsg.): Städte im demografischen Wandel - Wesentliche Strukturen und Trends des demografischen Wandels in den Städten Deutschlands, Dezembertagung des Arbeitskreises Städte und Regionen der Deutschen Gesellschaft für Demographie (DGD) in Kooperation mit dem Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) vom 6. – 7. Dezember 2007 in Berlin
- 5-BMVBS (Hrsg.): Reurbanisierung der Innenstadt. BMVBS-Online-Publikation 19/2010.
- 6-Jochen Jaeger, René Bertiller, Christian Schwick, Felix Kienast: Weiterhin steigende Zersiedelung der Schweiz Wie lässt sich eine Trendwende erreichen?, Géomatique Suisse, 3/2007.
- 7-Urs Rey: Baulich Verdichtung durch Ersatzneubau in der Stadt Zürich, Kanton Zürich, Statistisches Amt, www.statistik.zh.ch, 2011, last visited on 09.07.2012.
- 8-Tomoscheit, S., Glowania, M., Gries, T., Horstmann, M., Shams, A., Hegger, J.: Development, production and application of self supporting TRC sandwich-facade elements, ACI spring conference 2010.
- 9-Finetti-Imhof, C.: Herstellung und Auslieferung eines Insu-Shell Fassadenelementes P1:Bestimmung des Treibhauspotentials sowie des Verbrauchs an Primärenergie, Project Life06 ENV/D/000471: Insu-Shell, 2010.

- 10-Hegger, J. et. al.: Schlanke Fußgängerbrücke aus Textilbeton –Sechsfeldrige Fußgängerbrücke mit einer Gesamtlänge von 97 m, Beton und Stahlbau, Volume 106, Issue 2, pages 64-71, 2011.
- 11-UN Habitat, Planning Sustainable Cities, Global report on human settlements, earthscan publishers, London, Sterling, VA, 2009.

Key words: Textile Reinforced Concrete (TRC), LIFE Insu-Shell, CO2-emmsion, Carbon Footprint, sandwich façade

LA EXPERIENCIA CUBANA CON EL EMPLEO DEL FIBREQUÉN

José Alfonso Macías Mesa 1 y María de Lourdes Artola Pimentel 2

RESUMEN

El empleo de fibras viene a incidir en la búsqueda de soluciones para mejorar la calidad de hormigones a partir de poseer propiedades tenso mecánicas satisfactorias y ser un material homogéneo de emplearse fibras cortas discontinuas, resultando que en diversas partes del mundo su empleo ha ido cobrando auge, dado básicamente por la amplia gama de problemas que han resuelto en el campo de las construcciones.

En la actualidad y fundamentalmente a partir de la década del 70 del pasado siglo el empleo de nuevas fibras como las de vidrio, de polímeros o naturales se han unido a las ya establecidas de acero y definen su campo de aplicaciones, a partir de la obtención de nuevas propiedades y la disminución de la fisuración.

Luego de la realización de diferentes procesos investigativos se valida la factibilidad del uso de hormigones fibrorreforzados con fibras de henequén convenientemente dosificadas en peso y longitud (Fibrequén) y se decide su generalización a diferentes aplicaciones dentro del proceso constructivo. El trabajo presenta los resultados fundamentales obtenidos en cuanto a investigaciones y aplicaciones.

1-RESEÑA HISTÓRICA DEL HENEQUÉN

El henequén, cuyo nombre científico es AGAVE FOURCROYDES, es una planta de hojas verdeazuladas, muy carnosas, lanceoladas y largas, que terminan en una punta resistente que mide de tres a cuatro centímetros de largo. Su tallo es un rizoma de cuyas ramificaciones nace un corto eje vertical, alrededor del cual se desarrollan las hojas en forma de roseta. Su cultivo demanda de pocas atenciones culturales, en terrenos calcáreos y de buen drenaje, sin arbustos ni malezas, estando por tanto las plantaciones bien soleadas y aireadas.

Es oriundo de Yucatán, México, donde se cultivaba a la llegada de los españoles. México y Cuba son los mayores productores mundiales, existiendo áreas cultivadas en Centroamérica y el Caribe. A mediados de la década del 50 del siglo XIX se comienzan a traer de Yucatán plantas de henequén a Cuba, pero no es hasta 1903 que se oficializan las plantaciones en Matanzas, Nuevitás e Itabo para desarrollar la fabricación de sogas y cordeles. Esta industria después de una breve estancia en Talla Piedra, Ciudad Habana, se establece definitivamente en Matanzas en 1911; ejecutando la inversión la compañía “Raffloer Erbsloh y Cia”, con capital alemán y aún hoy es única en el país.

Con miras a eliminar las importaciones de la fibra yucateca, como materia prima, se desarrollan reas de cultivos en Mariel, Habana y Juraguá, Cienfuegos, en la década del 40. Es en la provincia de Matanzas donde alcanza su mayor desarrollo dicho proceso agroindustrial, siendo actualmente el 70 % de la producción nacional.

En Cuba existen cinco desfibradoras: tres en Matanzas, una en Juraguá y otra en Mariel. La clasificación que hacen de las fibras está basada en longitud y color, en función de:

.Clase A: Fibras de longitudes entre 90 y 100 cm o más.

.Clase B: Fibras con longitudes entre 80 y 90 cm.

1-Ing. Civil, Doctor en Ciencias Técnicas, Profesor Titular de la Universidad de Matanzas “Camilo Cienfuegos”

2-Lic. Cibernética Matemática, Doctora en Ciencias Técnicas, Profesora Titular de la Universidad de Matanzas “Camilo Cienfuegos”

.Clase C: Fibras con longitudes entre 70 y 80 cm.

.Clase D: Fibras con longitudes menores de 70 cm y otras de mayor longitud pero que presentan manchas y sin afectaciones físico estructurales.

Las fibras clases A, B y C van a la Fábrica. de Sogas y Cordeles. En el caso de las fibras clase D tienen diferentes usos, básicamente en las industrias locales, pero en ningún caso como materia prima de una producción estable, por tanto ésta fue la seleccionada para la investigación, pues puede considerarse un desecho de la producción fundamental, de la cual también pueden obtenerse otras fibras, que dada su corta longitud no clasifican y a las que se les llama fibrillas. El precio por tonelada de fibras está en dependencia de la clase.

A partir de la década del 90 el cultivo del henequén ha tenido búsqueda de nuevos desarrollos en Cuba, destinado a alcanzar niveles de producción mayores, tanto en las zonas tradicionales como en el fomento de nuevos sembrados en Jibara, Holguín. Este nuevo desarrollo está asociado a la diversificación de usos que se le está dando a los productos que se obtienen de la planta y dentro de los que encuentran la ecogenina para la medicina, como hilos de suturas quirúrgicas, el jugo como tenso activo y detergente, las fibras para la construcción, las cuáles debidamente dosificadas en longitud y volumen reciben la denominación de Fibrequén y todo lo anterior independiente del empleo tradicional: sogas y cordeles.

2-CARACTERIZACIÓN DEL FIBREQUÉN

La composición básica está dada por:

Celulosa..... 65 %

Hemicelulosa..... 12 %

Lignina..... 10 %

Otras..... 13 %

Los análisis practicados en las cenizas de hojas de henequén arrojan un contenido entre 4 y 5 % de fósforo y entre un 7 y 8 % de potasio. Su humedad propia a temperatura ambiente es del 12 %.

Las características fundamentales son:

Diámetro..... 0.1 - 0.5 mm

Densidad promedio..... 1890 kg/m³

Densidad lineal..... 51.8 tex (g/km)

PUS (para di metro medio)..... 733 kg/m³

Resistencia a la tracción..... ÷ 320 Mpa

Módulo de elasticidad (E)..... ÷ 32 x 10³ MPa

Alargamiento a la rotura..... ÷ 4 %

ômedia de adherencia..... ÷ 1 - 2 MPa

Punto de ignición..... 300 – 349oC

Conductividad térmica..... No posee

Conductividad eléctrica..... No posee



Para las plantaciones matanceras de henequén el diámetro promedio es de 0.3 mm, con el cual se trabaja para determinar relaciones básicas del Fibrequén, estas son:

a) Relación de forma para diferentes longitudes, dados los criterios explicados para la determinación de los intervalos de la experimentación.

| | | | | | | | | |
|-------|----------|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | U.M.: mm | | | | | | | |
| | 13 | 25 | 38 | 51 | 64 | 77 | 90 | 103 |
| lf/df | 43 | 83 | 127 | 170 | 213 | 257 | 300 | 343 |

b) Eficiencia (S), fracción de volumen de refuerzo (Vf) y superficie específica (Se).

Trabajando con las ecuaciones (11), (23) y (29) para determinar S, Vf y Se respectivamente y para diferentes dosis según los criterios explicados al determinar los intervalos de experimentación del Fibrequén en la matriz cementicia se tiene:

| | Dosis (KgF/m ³ H) | | | | | |
|-----------|------------------------------|------|------|------|------|------|
| | 0.5 | 1 | 1.5 | 2 | 2.5 | 3 |
| S (mm) | 15.9 | 11.2 | 9.2 | 7.9 | 7.1 | 6.5 |
| Vf (%) | 0.07 | 0.14 | 0.21 | 0.27 | 0.34 | 0.41 |
| Se (cm-1) | 0.09 | 0.19 | 0.27 | 0.36 | 0.45 | 0.55 |

c) Longitud mínima en matriz de hormigón.

Se obtiene $l_m = 9.66$ mm que no es más que el largo mínimo necesario para que no desprenda de la matriz al aparecer la primera fisura. Las longitudes de Fibrequén a emplear deben ser mayores de 9.66 mm.

d) Volumen de fibras crítico.

Evalutando para el Fibrequén la fracción de volumen de refuerzo mínimo necesario para que haya un trabajo conjunto del material después de la primera fisura se obtiene que es $V_f \text{ min} = 0.04 \%$. Por tanto no es posible emplear fracciones de volúmenes de refuerzo menores de 0.04 %.

3 - DESARROLLO DE LAS INVESTIGACIONES

En función de la experiencia mundial se partió de la hipótesis: “La presencia de Fibrequén en hormigones y morteros, convenientemente dosificado y para una longitud dada, influye en los valores de su resistencia a flexión y compresión”.

Se valida el efecto que causa en las resistencias medias de hormigones y morteros la presencia o ausencia de Fibrequén para tres momentos del tiempo: a los 3, 7 y 28 días contados a partir de la preparación de las muestras de hormigón y 7 y 28 días en el caso de los morteros.

Se someten a análisis dos factores, las fibras con dos niveles: ausencia de fibras y un kilogramo de fibras de 38 mm de longitud por metro cúbico de hormigón, en los morteros se consideran fibras de 19 mm e igual dosis. El segundo factor es el tiempo. No interesa medir el efecto del tiempo en general sino el efecto de la presencia de la fibra en la resistencia en tres o dos momentos, lo que introduce una discontinuidad en esta variable que la hace discreta.

Esta disgregación es importante porque permite asumir que los efectos a estudiar no serán valores aleatorios de la variable resistencia, sino los valores fijos aunque desconocidos que ella asume ante las diferentes combinaciones controladas de los factores a estudiar. Se desea analizar por tanto el efecto del factor fibra y el del factor tiempo, así como la combinación de ambos. Se asume que la relación entre el efecto observado y los factores es lineal.

Conociendo que las demás variables que influyen en la resistencia son comunes en las muestras con y sin fibra, la esencia del problema consiste en docimar $H_0: \alpha_1 = \alpha_2$, donde α_i ser el efecto de la ausencia o presencia de la fibra; comparando el efecto del error aleatorio no controlado con el posible efecto del factor analizado a un nivel dado.

Las unidades experimentales, para el hormigón, serán probetas cilíndricas de 15 x 30 cm y vigas rectangulares de 11 x 11 x 44 cm o briquetas para el mortero de 4 x 4 x 16 cm, para la confección de éstas se preparó una experimentación para satisfacer los requerimientos del análisis y sobre la base de

las normas cubanas, manteniéndose como constantes controladas las siguientes variables:

- Resistencia para el diseño de la mezcla de hormigón de 25 MPa.
- Procedencia del cemento: Fábrica. Carlos Marx.
- Procedencia del árido grueso: Cantera Antonio Maceo.
- Procedencia del árido fino: Cantera Regalito.
- Calidad del cemento: P 350.
- Calidad de la fibra: Clase D.
- Procedencia de la fibra: Empresa Henequenera Eladio Hernández.
- Tamaño de la fibra: 38 mm (hormigón) y 19 mm (morteros).
- Dosificación de la fibra : 1 kg/m³
- Relación agua-cemento: 0.54.
- Relación cemento-arena en morteros: 1:2
- Tiempo de mezclado: 3 minutos después de añadida la fibra.
- Capacidad de la hormigonera: 50 lts.
- Curado: inmersión en agua.

Se realizaron las mediciones de las resistencias en un mismo equipamiento, debidamente homologado por el Comité Estatal de Normalización. El mismo grupo de operarios llevó a cabo las mediciones, garantizándole homogeneidad a toda la etapa de preparación de las muestras y los ensayos. Las variables controladas fueron las mismas, especificándose las variaciones que se efectuaron en función de los objetivos a lograr.

Los ensayos fueron realizados sobre la base de las Normas Cubanas. Los resultados del análisis de varianza muestran un efecto de la interacción del Fibrequén y el tiempo, ya que no son significativas las diferencias para todas las edades entre las poblaciones con y sin fibras. A los 28 días para un 91 % de confianza se reconoce el efecto positivo del Fibrequén, ya a los 3 días hay que aceptar la hipótesis nula siendo α_1 igual a α_2 , lo que responde a un comportamiento similar en las resistencias a compresión para hormigones con y sin fibra. Los resultados a los 7 días alcanzan los niveles más altos de confianza.

Luego se concluye que los efectos producidos en la resistencia a la compresión en hormigones por la adición de Fibrequén se modifican durante el proceso de endurecimiento de la mezcla, resultado que puede extenderse a los morteros, aunque no se manifiesta con la misma fuerza el efecto de la interacción entre los factores estudiados, tanto para los hormigones como para los morteros, aceptándose para todas las edades con niveles adecuados de confianza la hipótesis alternativa.

Las muestras ensayadas a flexión presentan estabilidad con sus resultados para las diferentes edades; el efecto positivo se manifiesta sin variaciones bruscas a las distintas edades, lo que asevera que la presencia de Fibrequén mejora en adición la resistencia a la flexión que a la compresión simple, cuestión que caracteriza al material. El efecto producido por la fibra difiere para cada una de las variables estudiadas.

Se valida favorablemente la hipótesis de partida y se reconoce el aporte favorable del Fibrequén a variables tales como resistencia a la flexión y la compresión de hormigones y morteros.

Otro grupo importante de parámetros fueron evaluados en esta etapa de la investigación y fueron:

-Fisuración. Los hormigones y morteros fibrorreforzados presentaron un 95 % de menor agrietamiento que las muestras de control y a su vez estas grietas fueron de menor abertura, profundidad y longitud.

-Consistencia. Los hormigones con Fibrequén tienen menores asentamientos.

-Permeabilidad. Los hormigones fibrorreforzados con Fibrequén fueron impermeables en las condiciones ensayadas.

-Densidad. Comparativamente, en las condiciones ensayadas, la cuantía de la densidad disminuyó a razón de 46 kg/m³.

-Abrasión. Se obtuvo un 25 % menos de desgaste en los hormigones que poseían Fibrequén.

-Absorción. Fue de un 2 % menor a los 90 días y un 4 % menor a los 28 días para los hormigones fibrorreforzados.

Es de importancia el trabajo conjunto del Fibrequén con la masa pétreo, dada por el hormigón o el mortero, siendo básico para el adecuado comportamiento fibra-matriz en función de la adherencia y la

compatibilidad de las deformaciones y que en la investigación fue ratificado para diseños de mezclas de hormigón de medianas resistencias (entre 15 y 20 Mpa).

Resumiendo la etapa de evaluación del material fibrorreforzado los resultados fundamentales referidos al Fibrequén son:

- Convenientemente dosificado en peso y tamaño proveen a los hormigones y morteros de un refuerzo casual y tendiente a la tridimensionalidad.
- Se distribuye mediante un proceso normal de mezclado.-Puede usarse como refuerzo secundario en hormigones y morteros.
- Mejoran las resistencias asociadas a la compresión y la flexotracción.
- Evita la retracción por fraguado por lo que elimina en más de un 95 % la fisuración que se produce por este concepto.
- Poseen menores densidades, absorción y desgaste.
- Ayudan a aumentar la impermeabilidad.
- Existe la adherencia adecuada entre el Fibrequén y la matriz que permite que no se desprenda la fibra al aparecer la primera fisura.
- Fácil manipulación y transportación del Fibrequén.

4-ANÁLISIS DE HORMIGONES Y MORTEROS FIBRORREFORZADOS CON FIBREQUÉN

Validada la hipótesis de partida acerca de la influencia, por demás favorable, de la presencia de Fibrequén con dosificación y longitudes fijas, se abre entonces una nueva etapa de investigación. El objetivo básico de la misma es poder conocer cuáles son las dosis y longitudes óptimas en hormigones de resistencias medias fibrorreforzados con Fibrequén y a los cuales se les varían conjuntamente las dosis de fibras en las mezclas y las longitudes de éstas, por considerar como aspectos fundamentales a los mismos (dosis y longitud) en el comportamiento del material compuesto.

Se diseñó una experimentación en la cual se tomaron como parámetros dependientes a medir las resistencias a compresión, flexión y tracción indirecta de los especímenes de prueba. Las variables controladas se mantuvieron, excepto la resistencia en el diseño de mezclas de hormigón que fue de 15 MPa. Los parámetros independientes que se analizaron fueron las dosificaciones y longitudes del Fibrequén, a razón de:

Dosificaciones (kgf/m³ h) : 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5 y 3.

Longitudes (pulgadas): 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 3.5 y 4.

Los intervalos escogidos en cada caso han estado determinados por:

Dosificaciones.

- Variación estable de los incrementos.
- Aumentar el rango de dosis hasta que por razones prácticas se hiciera inoperante el mezclado (excesiva cantidad de fibras por metro cúbico con la consiguiente demora y dificultad de operación) así como que existiera una disminución en la laborabilidad al aumentar la relación de superficies.
- No propiciar el efecto de boléo en el compuesto a partir de analizar fracciones de volúmenes superiores a la crítica.

Longitudes:

- Variación estable de los incrementos.
- Posibilidad correcta del corte de fibras.
- Garantizar estar en todos los casos sobre la longitud mínima, con lo cuál no se producen desprendimientos de las fibras de la matriz y se trabaja como un material compuesto.
- Evitar el efecto de boléo. Este se produce básicamente por el aumento de la longitud de la fibra.

Con los resultados obtenidos se plantea la búsqueda del modelo matemático que describa el comportamiento de la resistencia a la compresión a los 28 días en el entorno de dosis y longitudes señalados y que nos sirviera para buscar los óptimos de las mismas.

Utilizamos el método de regresión lineal múltiple con la ayuda de paquetes computacionales. Se ensayaron varios modelos polinomiales y el que mejores resultados mostró fue el modelo cuadrático de la forma:

$$R_c = R_m^2 + b_1 l + b_2 D^2 + b_3 D l + b_4 l^2$$

dónde: R_c : resistencia a la compresión (MPa)
 R_m : resistencia media proyectada (MPa)
 D : dosificación (kgF/m³H)
 l : longitud (pulgadas)

y para el caso de los ensayos realizados de resistencias de 15 MPa se tuvo que:
 $R_m = 14.57724$, $b_1 = 5.662489$, $b_3 = 0.7292458$, $b_4 = -0.6471171$ y $b_5 = -1.085607$

De dicho modelo aparece se tiene:

-La resistencia aumenta al aumentar las dosis.

-Para todas las estimaciones del modelo cuadrático encontrado se obtienen valores superiores de resistencia que los proyectados, lo cual asevera el efecto positivo del uso del Fibrequén en el material compuesto y a su vez crea una reserva resistente en el material.

-La longitud posee un comportamiento cuadrático con el máximo sobre 1.5" (38 mm).

Al realizar el análisis de las longitudes óptimas para cada dosificación y fijando D , de manera que:

$$\left(\frac{dR_c}{dl} \right) = b_2 - b_4 D - 2b_5 l$$

$$\text{Cuyo cero es el punto } l = \left[\frac{(-b_2 - b_4 D)}{(-2b_5)} \right]$$

Sustituyendo para $D = 3$ kgF/m³H al ser ésta la dosificación óptima se obtiene que $l = 1.7''$ (46.64 mm), por tanto el punto óptimo del modelo cuadrático obtenido es (3, 1.7, 24.33) que posee características similares de mejoras de resistencia en el orden del 25 % con intervalos de confianza del 22 al 28 %. Por tanto los resultados experimentales se encuentran dentro del criterio de longitud de $l > 2lc$ estudiado, soportando, el compuesto, el aumento de esfuerzos unitarios.

La literatura reporta la existencia de correlaciones entre la resistencia a la compresión y las resistencias a la tracción y a la flexión para los hormigones simples. Buscando dichas correlaciones para el hormigón reforzado con Fibrequén y en los intervalos de longitudes y dosis señalados e igual método matemático, con las resistencias obtenidas de la compresión, la tracción y la flexión se tienen las siguientes curvas y sus ecuaciones.

Visualizadas en los Gráficos 1 y 2 se obtiene:

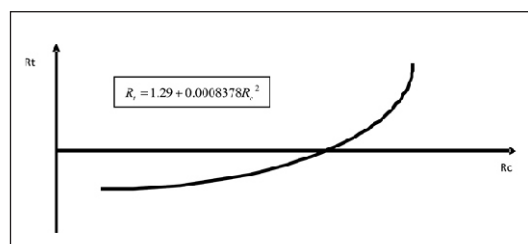


Gráfico 1- Correlación R_t vs R_c .
Hormigón a los 28 días

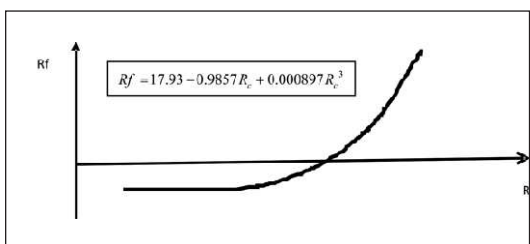
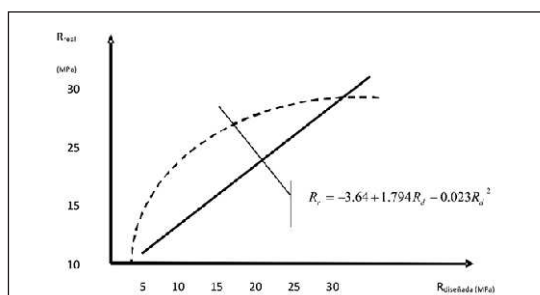


Gráfico 2- Correlación R_f vs R_c .
Hormigón a los 28 días

Como se observa en el Gráfico 1 la correlación existente entre la resistencia a la compresión y la resistencia a la tracción se corresponde con un polinomio de segundo grado cuyo extremo no se encuentra en la región analizada, por tanto coinciden los óptimos en dosificación y longitud.

El caso de la correlación de la resistencia a la compresión y la resistencia a la flexión es una ecuación polinómica de tercer grado, pero ningún extremo aparece en la región analizada (ver Gráfico 2), lo que implica que hay coincidencia con los óptimos de dosificación y longitud para la compresión y la tracción.

Para verificar la veracidad de los óptimos obtenidos al ser diferente la resistividad de la matriz se variaron las resistencias de los diseños de mezclas proyectadas en 5, 10, 15, 17.5, 20 y 25 MPa con los óptimos de longitud y dosis hallados, obteniéndose:



Del modelo cuadrático se tiene:

| | Estimaciones | | | |
|------------|------------------------|-------|-------|---------|
| | R real | | | |
| R diseñada | Intervalo de Confianza | | | Rr - Rd |
| 5 | 3.51 | 4.76 | 6.00 | - 0.24 |
| 10 | 11.23 | 12.00 | 12.77 | + 2.00 |
| 15 | 17.28 | 18.09 | 18.91 | + 3.09 |
| 17.5 | 19.94 | 20.71 | 21.48 | + 3.21 |
| 20 | 22.32 | 23.04 | 23.75 | + 3.04 |
| 25 | 25.58 | 26.83 | 28.09 | + 1.83 |

-Del cual se puede plantear:

-El modelo es válido para resistencias medias, apreciándose un efecto positivo de la combinación óptima de Fibrequén en la resistencia real y que se encuentra en el rango de diseños de mezclas que van exactamente de 5.44 a 29.08 Mpa.

-La mezcla diseñada que mejores resultados tiene es la de 17.5 MPa, con un incremento resistente de 3.21 MPa, estando el óptimo del modelo en 17.26 Mpa.

-Entre diseños de mezclas de 15 a 20 MPa los incrementos resistentes obtenidos son prácticamente constantes y sobre los 3 MPa lo que induce la certeza de la veracidad de la combinación óptima de longitud y dosis de fibra que se obtuvo.

Resumiendo, se ha obtenido:

1ro.- Los modelos matemáticos de las ecuaciones.

2do.- La combinación óptima para resistencias medias es:

Longitud = 38 mm y Dosis = 3 kgF/m³H

3ro.- Para la combinación óptima y resistencia media de 15 MPa se tiene:

| | | | |
|----|--------------------|--------------|----------|
| a) | Resistencias | % vs Control | % vs Rcf |
| | Compresión | 125 | - |
| | Tracción Indirecta | 85 | 5.4 |
| | Flexión | 109 | 28 |
| b) | S = 6.5 mm | | |
| | Vf = 0.41 % | | |
| | Se = 0.55 cm-1 | | |

5-EMPLEO DEL FIBREQUÉN

Los resultados expuestos están basados en la experimentación y la introducción de los resultados en la práctica social durante años.

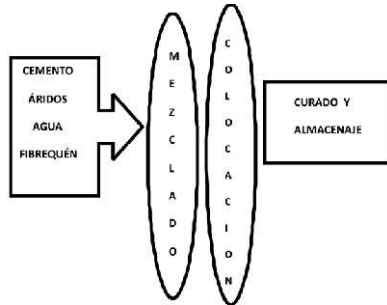
5.1-Recomendaciones para el Empleo del Fibrequén en Hormigones y Morteros.

El empleo de hormigones y morteros fibrorreforzados con Fibrequén y en función de las propiedades como refuerzo no estructural del material compuesto, debe estar subdividido en las operaciones

siguientes, cada una de las cuáles posee sus propias recomendaciones:

- a)-Preparación de los materiales constituyentes.
- b)-Mezclado.
- c)-Colocación.
- d)-Curado y almacenaje.

Graficando el proceso constructivo se tiene:



5.2 - Reportes de Aplicación

En la búsqueda de recursos renovables propios que limiten las importaciones, produzcan ahorros y que a su vez den valores satisfactorios entre las propiedades mecánicas obtenidas y el costo de fabricación, es que consideramos el empleo del Fibrequén en el sector de la construcción en el país.

Las primeras aplicaciones datan de 1988 en Matanzas y se han ido diversificando y extendiendo a todo el país, dentro de todo un proceso de introducción de resultados.

Las aplicaciones fundamentales han sido:

-Pisos de Terrazo Integral.

Objetivo:

Sustituir la malla eslabonada o la cuantía de acero por Fibrequén para tomar las tensiones que provocan la fisuración del hormigón de la sub-base.

Características

- .Hormigón con Fibrequén
- .R^{tbk}: 15 Mpa.
- .Sub-base de 3 cm.
- .Dosis: 1 kgF/m³M
- .Longitud: 25 mm
- .Humaniza el trabajo

-Fecha de Introducción: 1988

-Entidades Introdutoras: MICONS, UNECA

Ventajas Fundamentales

- .Sustitución de importaciones.
- .Ahorro de recursos materiales, humanos y de tiempo.
- .Elimina la fisuración.
- .Posibilitó la ejecución.

-Losas de Cabinas Sanitarias

Objetivo:

Disminuir el espesor de las losas de techo de las cabinas sanitarias de 5 cm de hormigón armado con el fin de trabajar adecuadamente las instalaciones hidrosanitarias entre el entrepiso y las losas del Hotel Paradiso.

Características

- .Total de losas: 255
- .Mortero 1:4 con Fibrequén
- .Espesor: 3 cm.
- .Dosis: 1 KgF/m³M
- .Longitud: 25 mm

-Fecha de Introducción: 1988

-Entidad Introdutora: UNECA

Ventajas Fundamentales

- .Sustitución de importaciones
- .Ahorro de recursos materiales, humanos y de tiempo.
- .Elimina la fisuración.
- .Posibilitó la ejecución.
- .Humanizó el trabajo.

-Conformando Limas en Cubiertas Planas

Objetivo:

Sustituir mortero con malla eslabonada de solución tradicional para poder conformar las limas y existan las pendientes necesarias para asegurar el correcto drenaje en Fábrica de Sorbetos de Jovellanos.

Características

- .Mortero 1:4 con Fibrequén
- .Capa de 2 cm
- .Total de limas: 32
- .Área cubierta: 1922 m²
- .Dosis: 1.5 KgF/m³M
- .Longitud: 19 mm
- Fecha de Introducción: 1988
- Entidad Introdutora: MICONS

Ventajas Fundamentales

- .Sustitución de importaciones
- .Ahorro de recursos materiales, humanos y de tiempo.

-Nueva Protección a Lamisfal con Altas Pendientes.

Objetivo:

Sustituir el lamisfal alú como solución de impermeabilización en pendientes mayores del 8 % por lamisfal estándar al contarse con la protección adecuada.

Características

- .Mortero 1:3 con Fibrequén
- .Capa de 2 cm
- .Dosis: 1 kgF/m³M
- .Longitud: 19 mm
- Fecha de Introducción: 1989
- Entidad Introdutora: MICONS

Ventajas Fundamentales

- .Sustitución de importaciones.
- .Ahorro de recursos materiales.

-Nueva Protección al Asfalto Varadero

Objetivo:

Sustituir la soladura indicada por proyecto como protección del Asfalto Varadero en el sistema de impermeabilización del Hospital Clínico Quirúrgico de Matanzas por mortero con Fibrequén.

Características

- .Mortero 1:3 con Fibrequén
- .Capa de 2 cm
- .Área cubierta: 8744 m²
- .Dosis: 1 kgF/m³M
- .Longitud: 25 mm
- Fecha de Introducción: 1990
- Entidad Introdutora: MICONS

Ventajas Fundamentales

- .Ahorro de recursos materiales, humanos y de tiempo.

-Elementos para Canteros de Agropónicos

Objetivo:

Producir un elemento de poco peso, manuable, económico y capaz de uniformar los diferentes materiales de construcción que se emplean en la conformación de canteros tecnificados para agropónicos.

Características

- .Hormigón con Fibrequén
- .R'bk = 15 MPa
- .Peso: 35 kg
- .55 u/m³H
- .Dosis: 1.5 kgF/m³H

Ventajas Fundamentales

- .Elemento uniformador para canteros.
- .Ahorro de recursos materiales.
- .Económico, manuable, resistente e impermeable.

- .Longitud: 25 mm
- Fecha de Introducción: 1990
- Entidades Introdutoras: MINAGRI, MINED, MINFAR, MICONs, Poder Popular

-Elementos de Canteros de Zeopónico

Objetivo:

Racionalizar el proyecto ejecutivo del Zeopónico para el turismo de Cárdenas con sistema constructivo prefabricado, de hormigón armado para conformar los canteros y sustituirlos por canteros de hormigón fibrorreforzado con Fibrequén.

Características

- .Hormigón con Fibrequén
- .R'bk: 17.5 Mpa
- .Peso: 102 kg
- .22 u/m3H
- .Total de unidades: 16

Ventajas Fundamentales

- .Ahorro de recursos materiales, humanos y de tiempo.
- .Elemento manuable, económico, resistente e impermeable.
- .Elimina la fisuración.

.Canteros/unidad: 144 u

.Long. Cantero: 60 m

.Dosis: 1 kgF/m 3H

.Longitud: 25 mm

-Fecha de Introducción: 1990

-Entidades Introdutoras: MINAGRI, UNECA, MICONs

-Estanques para la Cría de Algas

Objetivo:

Considerar en el proyecto de estanques para la cría de algas Spirulina Plantesis los fondos de hormigón fibrorreforzado con Fibrequén originalmente de hormigón armado.

Características

- .Hormigón con Fibrequén
- .R'bk: 17.5 MPa
- .Dosis: 1 kgF/m3H
- .Longitud: 25 mm

Ventajas Fundamentales

- .Ahorro de recursos materiales, humanos y de tiempo.
- .Elimina la fisuración.

-Fecha de Introducción: 1992

-Entidades Introdutoras: MICONs, UNECA, MINAGRI

-Sistema de Paneles Aligerados

Objetivo:

Paneles de hormigón con Fibrequén a emplearse como facilidades temporales y viviendas de bajo costo.

Características

- .Hormigón con Fibrequén
- .R'bk: 17.5 MPa
- .Paneles nervados, lisos o con fenestración

Ventajas Fundamentales

- .Desmontables.
- .Poco peso relativo.
- .Poco volumen de materiales.
- .Mayor durabilidad que los de madera.
- .Bajo costo de mantenimiento.
- .Fácil elaboración.
- .producción industrializable.

-Fecha de Introducción: 1992

-Entidad Introdutora: MICONs

-Elementos de Cubierta

Objetivo:

Se han logrado ejecutar tres soluciones de cubiertas que responden al objetivo del proveer al país de nuevas soluciones de cubiertas ligeras para su fabricación y empleo local. Sección Dimensiones: Peso (kg)

(400x500)x1000x30 28

700x1250x10 25

540x1830x9 29

Características

.Mortero con Fibrequén

.Dosis: 1 - 1.5 kgF/m3M

.Longitud: 19 mm

.Fácil elaboración

Ventajas Fundamentales

.Construcción local

.Económicas, manuable y resistentes.

-Fecha de Introducción: 1992

-Entidades Introdutoras: MINAGRI, MINFAR, UNECA

Otras soluciones han sido dadas a hormigones y morteros con Fibrequén, todas ellas en función de resolver las necesidades que se presentan en los procesos constructivos. Entre las mismas se encuentran señales de tránsito para el MININT, conformación de superficies curvas de balcones interiores del Hotel Meliá Varadero por la UNECA, tablillas de ventanas por entidades varias, elementos ornamentales por la UNECA, sustituyendo vanos a cubrir por cristales en viviendas por el MICONs, etc.

Dentro de las soluciones de mayor universalidad se encuentra el sistema de cubiertas y entrepisos ligeros para viviendas y restauraciones, desarrollados desde el año 1993 y de amplio uso. Por su importancia le dedicaremos el siguiente epígrafe a su estudio.

5.3-Solución de cubiertas y entrepisos para viviendas de bajo costo con viguetas y losas de Fibrequén

El analizar un devenir histórico evolutivo conceptual del desarrollo de la vivienda, nos llevaría sin lugar a dudas, a hacer un compendio de lo acaecido desde que el hombre, llamado primitivo por nosotros, se irguió, se tomó el trabajo como medio de vida y comprendió que debía guarecerse. Desde entonces, cada día, el resolver el techo donde vivir, se vuelve un reto: ¿Qué hacer para resolver la vivienda?, máxime cuando se trata de la vivienda de las mayorías.

En primer lugar está el que todo material y tipología constructiva son válidos, desde las últimas novedades de bloques de polímeros, hasta el bohío cubano. A su vez, de esa mirada a nuestro alrededor, sacamos la segunda experiencia y es que se hace necesario que toda la gama alternativa de viviendas debe subsistir, en franca armonía entre el campo y la ciudad, entre ciudad y campo. En fin, estamos en la búsqueda de un confort de vida adecuado para el ser humano, estamos en la búsqueda del patrimonio tangible del que el hombre se siente más dueño, donde crece la célula fundamental de la sociedad, la familia y es el lugar que se torna en hogar.

Al construir viviendas para la mayoría, el programa se vuelve totalmente masivo y por tanto no es posible enfrentarlo con materiales y técnicas constructivas que sean costosas; hay que ir a diferentes opciones que lleven en sí mismas los bajos costos y estos son ciertos cuando logramos observar algunos principios:

1.Los altos costos de la vivienda están dados, básicamente por el uso de materiales de construcción con altos consumos de portadores energéticos, por tanto hay que desarrollar materiales de construcción alternativos donde el empleo de portadores energéticos sea mínimo.

2.El programa de construcción de viviendas de bajo costo preserva un carácter territorial, especialmente en su enfoque técnico, de manera que las tecnologías y soluciones constructivas a utilizar sean con arreglo a los materiales disponibles en el territorio y la base técnico material existente en el mismo.

3.Existe suficiente información técnica, la cuestión es el enfoque y asimilación del problema, tener voluntad y accionar en consecuencia, hay que concientizar el bajo costo y su imprescindible necesidad.

4.Concretar las experiencias prácticas positivas que estén a nuestro alcance y generalizarlas.

Observando los anteriores principios, es posible modelar entonces un programa que abarque las principales directivas para la construcción de viviendas y urbanizaciones de bajo costo. A nuestro modo de ver dichas directivas deben ser encaminadas a tres campos fundamentales y que son el diseño, la ejecución y la producción de materiales alternativos.

El Fibrequén constituye un recurso renovable y a la vez nos da en su combinación con hormigones y morteros un balance satisfactorio entre las propiedades mecánicas obtenidas y el costo de fabricación. El poseer identificado a plenitud el material a emplear nos permitió ir entonces a fijar y lograr cumplir con otros parámetros básicos:

- Referente al diseño se realizó un catálogo y sus proyectos como soporte, con 30 soluciones constructivas con criterios de progresividad, de una y dos plantas, y donde se emplea el sistema de viguetas y losas con Fibrequén.

- Emplear, la menor cuantía de elementos estructurales que trabajen a flexión; eliminando todo el refuerzo de acero de las losas convirtiéndolas en fibrorreforzadas.

- Realizar todo el sistema de cubiertas y entresijos simplemente apoyado, de manera tal de eliminar insertos y agarres de uniones que no fueran los propios de la resistencia a fricción entre elementos de hormigón.

- Lograr la menor cantidad de elementos en el sistema, y que estos, por su peso, no requirieran de medios de izaje, por tanto fueran manuales.

- Aprovechar al máximo las posibilidades del material, de manera tal que la longitud de las losas fuera máxima.

- Lograr un sistema constructivo suficientemente flexible que permita su realización igualmente en lugares especializados como pudieran ser las plantas de prefabricado como a pie de obra.

- Evacuación de las aguas pluviales mediante cubiertas con caídas libres.

La solución constructiva de cubiertas y entresijos a que se arribó fue la siguiente y que cumplimenta los parámetros básicos preestablecidos, adaptándose a cualquier solución de elemento de pared que se emplee:

Sistema de viguetas y losas planas de Fibrequén donde las viguetas de hormigón armado o pretensado, de 3900 mm dan respuesta a luces de hasta 3600 mm o sea la modulación es 300 mm, quedando 300 mm para ser utilizados como aleros y con sección rectangular de 60 x 180 mm. En el caso de las losas planas de Fibrequén poseen un espesor de 30 mm y las otras dos dimensiones son de 500 mm y 900 mm; para cubiertas la modulación a emplear es de 900 mm y en el caso de entresijos la misma pasa a ser de 500 mm.



Lo cual podemos visualizar a través del proceso constructivo:



Finalmente para dar la terminación adecuada a la cubierta se ejecuta una carpeta de mortero fibrorreforzado con Fibrequén de 30 mm que cierra estructuralmente la misma.

La distribución eléctrica para la iluminación puede realizarse a través de la carpeta de mortero y la salida a la habitación correspondiente se logra al ubicar en el centro de la losa de Fibrequén la reservación al hacer la fundición. La solución de impermeable a emplear para el caso de las cubiertas puede ser cualquiera de las generalizadas.

La forma de producción puede ser en planta de prefabricación o directamente a pie de obra, ya sea por brigadas especializadas o directamente por auto esfuerzo. En el caso de Matanzas y a través del MICONS se prepararon las condicionales tecnológicas para en las plantas de prefabricado del sistema de viviendas Gran Panel producir las viguetas y losas planas de Fibrequén como parte de sus líneas de producción. Se instaló una capacidad de 180 cubiertas promedios mensuales considerando una vivienda promedio de 60 m².

Indicadores fundamentales cubiertas y entresijos con viguetas y losas planas con fibrequen

| Cemento kg | Acero Kg/m ² | Costo kg/m ² |
|---------------|----------------------------|----------------------------|
|---------------|----------------------------|----------------------------|

Entresijos

Solución con viguetas pretensadas

| | | |
|------|-------|------|
| 38.9 | 3.387 | 3.92 |
|------|-------|------|

Solución con viguetas de hormigón armado

| | | |
|------|------|--|
| 35.3 | 7.33 | |
|------|------|--|

Cubiertas

Solución con viguetas pretensadas

| | | |
|------|------|------|
| 36.4 | 3.04 | 4.47 |
|------|------|------|

Solución con viguetas de hormigón armado

| | | |
|------|------|------|
| 34.4 | 5.54 | 3.60 |
|------|------|------|

De los indicadores técnicos-económicos analizados resalta:

-Los indicadores obtenidos son bajos y muy favorables.

-Referido al costo en moneda libremente convertible (MLC), como elemento integrador, la mejor solución del país es la de viguetas pretensadas con losas de Fibrequén.-Para el caso de cubiertas la de menor consumo de acero del país es la que usa la vigueta presentada.

-En cuanto al costo en MLC la solución de losa con Fibrequén y vigueta pretensada es la mejor solución del país.

La generalización del trabajo data de 1993 en la provincia de Matanzas y conocemos de aplicaciones en las provincias de Pinar del Río, Habana, Villa Clara y Camagüey, así como en Venezuela y República Dominicana.

En general, y prácticamente dentro de todos los asentamientos poblacionales de la provincia de Matanzas se ha utilizado la solución de cubiertas con vigas y losas de Fibrequén, ganando una gran popularidad y desplazando a otras soluciones del mismo corte. Esto se ha debido básicamente en tenerse un suministro estable de la solución, a su facilidad constructiva, no llevando alta especialización de la mano de obra ni equipos de montaje para lograr calidad en la ejecución y el empleo mínimo de acero.



Las encuestas realizadas para verificar la aceptación de la población de la solución dada han marcado una alta coincidencia en catalogarla como muy buena y acorde a las posibilidades económicas. A su vez dichas comprobaciones han arrojado la no ocurrencia de filtraciones y el gran ingenio popular al aplicar texturas y pinturas diferenciadas para obtener resultados diferentes. En ningún caso se han ejecutado y se plantea como no necesario el empleo de falsos techos para ocultar las vigas. El factor psicológico del cubano de querer vivir en una vivienda con cubierta pesada a pesar de ser una solución de bajo consumo material también se ha satisfecho y se señala con regularidad por la población como un elemento de seguridad y empatía con el sistema al que han tenido acceso.



En los primeros cinco años de introducción (1993 a 1998) en Matanzas se ejecutaron un total de 4 577 viviendas con la solución de vigas y losas de Fibrequén, de estas 3487 nuevas, 560 por auto esfuerzo de la población y 530 como rehabilitación de techos, previéndose un crecimiento anual de 800 viviendas. Además se han rehabilitado las cubiertas de 76 ciudadelas en el período indicado. La ocurrencia de fenómenos naturales como el Huracán Michelle, de gran intensidad en el 2001, y que han devastado un alto por ciento de la planta habitacional cubana han producido altos picos de producción de cubiertas con vigas y losas de Fibrequén, con miras a la nueva construcción y también para la reposición. Cabe destacar que las viviendas construidas con esta solución no han sido afectadas por el paso de dichos huracanes de gran intensidad, lo que ha motivado una mayor aceptación de la población a la solución.

La solución presentada no se ha limitado en su empleo a la construcción de nuevas viviendas de bajo costo, sino que se ha generalizado también en el importante programa de mantenimiento constructivo,

tanto en viviendas así como en la reparación de cubiertas y entrepisos en centros históricos dada la similitud constructiva con sistemas de épocas pretéritas y la carencia de madera en la actualidad e incluso se ha utilizado en el sector turístico.

5.4 - Ventajas Económicas de los Hormigones y Morteros Fibrorreforzados con Fibrequén

El material fibrorreforzado con Fibrequén tiene ventajas económicas que se pueden analizar en diferentes direcciones vinculadas a las ventajas propias de este nuevo material tratadas y que son:

- La introducción dentro del proceso productivo no requiere de variaciones tecnológicas del mismo, sino que se inserta de manera natural.

- Sustituye aceros secundarios.

- Mejoran un grupo importante de propiedades del material resultante asociadas a las resistencias, la durabilidad, la impermeabilidad, la densidad, la absorción y el desgaste, así como a la disminución de la retracción y por ende de la fisuración.

- Al usar el Fibrequén se humaniza el proceso constructivo, siendo su manipulación y empleo muy fácil.

Se cuenta con fibras de henequén suficientes para ser usadas reforzando hormigones y morteros, sin interferir en otras líneas de producción asociadas a las fibras; por demás los costos de producción son bajos y el recurso es renovable. En la introducción de los resultados se ha evaluado consecuentemente el efecto económico que cada una de las aplicaciones ha tenido para la economía nacional, donde se han medido el ahorro total de los recursos de la producción (humanos, materiales y financieros), además de la humanización del proceso productivo.

6-CONCLUSIONES GENERALES

Para rangos de resistencias medias:

1-Se validó el nuevo material fibrorreforzado determinándose las características fundamentales del mismo y sus propiedades de empleo en el sector de la construcción.

2-Los métodos de modelación matemática han permitido determinar las correlaciones existentes entre las resistencias a la compresión, la tracción y la flexión de los hormigones fibrorreforzados con Fibrequén en cuanto a las dosis y longitudes objetos de estudio y las correlaciones de las resistencias a la compresión y a la flexión para los morteros con iguales características y en dependencia de Dosis, Longitud y Tiempo.

3-La combinación óptima de empleo de hormigones y morteros fibrorreforzados con Fibrequén que se corresponde con los mejores resultados resistentes, es la de longitud de la fibra de 38 mm y su dosis de inclusión de 3 KgF/m³.

4-Las recomendaciones para el uso del Fibrequén han permitido introducir los resultados de las investigaciones en la práctica social constructiva del país. Se han dado un grupo de aplicaciones exitosas al uso del Fibrequén reforzando hormigones y morteros.

5-La aplicación práctica del Fibrequén en Cuba ha evidenciado que existe un positivo efecto económico, traducido en ahorros de recursos materiales, humanos y de tiempo, además de humanizar los trabajos constructivos.

6-Se reconoce que los aspectos que constituyen novedad científica dentro de la investigación son:

- a)-Se ha logrado determinar experimentalmente los rangos de longitud recomendables para el empleo de fibras de henequén como refuerzo no estructural en los hormigones y morteros.

- b)-Fue determinado que el Fibrequén tiene propiedades tales, que le permite su uso en reforzar hormigones y morteros con éxito.

- c)-Se ha determinado experimentalmente, para las condiciones del Fibrequén, las fracciones de volúmenes críticos y recomendables teniendo en consideración aspectos estructurales y constructivos.

- d)-Se estableció, de forma rigurosa, una correlación entre las resistencias a compresión, flexión y tracción indirecta de los hormigones fibrorreforzados con Fibrequén y en el caso de los morteros entre la compresión y la flexión.

LAS FIBRAS NATURALES, UNA ALTERNATIVA SUSTENTABLE A PARTIR DEL BAMBÚ EN LA CONFORMACIÓN DE COMPONENTES PARA LA CONSTRUCCIÓN

Juan Manuel Pascual Menéndez

RESUMEN

El uso en la construcción de componentes reforzados constituye una necesidad imperiosa y sobre todo en regiones con peligros naturales como la acción del sismo. El ferrocemento ha demostrado su validez al respecto, sin embargo se requieren alternativas para poder obtener soluciones que brinden un comportamiento similar, cuando no se tienen recursos como las mallas en sus diferentes composiciones o el acero y en muchos casos inclusive, el cemento.

Las experiencias del uso de fibras naturales como refuerzo han demostrado su validez, aunque con desventajas producto de la poca durabilidad de las mismas, sin embargo la utilización del bambú abre interesantes oportunidades que son las que se abordan en el presente trabajo y que en el caso de Cuba pueden aplicarse en diferentes soluciones.

DESARROLLO

El empleo de fibras naturales en la solución de componentes para cierres y divisiones de espacios arquitectónicos tiene sus principales antecedentes en la arquitectura vernácula de muchos países de América Latina, entre ellos Cuba, existiendo ejemplos excelentes del empleo de las fibras naturales como elementos de refuerzo y base sustentante de otros materiales en la conformación de muros.

En el caso específico de la experiencia observada en Santiago de Cuba estas soluciones formaron parte de la esencia constructiva de la arquitectura colonial santiaguera, donde se observa en innumerables ejemplos su aplicación en la solución de los muros de cierre y/o divisorios de los diferentes espacios arquitectónicos, aplicándose la técnica del tejido de fibras naturales (cujes), unas veces conformando la totalidad de los muros de la vivienda y en muchos casos apareciendo sólo en algunas de ellas.



Fig. 1-Aplicación en muro de cierre al exterior Fig. 2-Aplicación en muro divisorio interior

Msc. Arq., Director del GCT CASAS Construcciones y Arquitectura con Soluciones Alternativas Sustentables.
Facultad de Construcciones. Universidad de Oriente. Cuba.

La razón del uso frecuente de estas paredes está en su amplia capacidad de resistencia a los embates sísmicos dada la flexibilidad que le proporciona su contenido leñoso, y en el peor de los casos, el desprendimiento de sus pequeños fragmentos pétreos no ocasionaban daños a la vida. El muro de cuje fue el complemento oportuno a la estructura de madera utilizada en la época. La malla tejida estaba conformada por cujes, dispuestos en el sentido vertical y horizontal. Estos cujes, eran tomados de plantas que crecían en la ribera marina y se caracterizaban por una flexibilidad y durabilidad que le han permitido llegar hasta nuestros días en buen estado.

En general el primer tramo de la pared hasta la altura aproximada de un metro, se realizaba a base de piedras, ladrillos o agregados, luego se colocaba una pieza horizontal de madera que servía para dividir una técnica de construcción de otra y sería a su vez fundamental para la conformación de la pared de cujes. Estas paredes obligaron al uso de una serie de piezas de madera que servirían de arriostre a los marcos de puertas y ventanas toda vez que la propia pared no podía garantizar el empuje de estos componentes. Tales piezas facilitaban además la estructuración de los sectores de pared contruidos con esta técnica. El paño de cuje como módulo elemental de comportamiento, estaba formado por tres tipos de cuje:

-Cuje de soporte: generalmente eran tres, dispuestos verticalmente y a cierta distancia. Su sección oscila entre los 5 y 10 centímetros. Estos se fijaban arriba y abajo ya sea penetrando en orificios realizados en las piezas de madera o sujetos a pequeñas tablas clavadas a dichas piezas. Ellas conforman el bastidor necesario para tejer los cujes.

-Cuje de tejido: son múltiples varas tejidas con cierta regularidad de forma horizontal y aprovechando la propia capacidad de recuperación de cada pieza, o sea, una varilla de cuje siempre están una vez por detrás y luego por delante de los cujes de soporte y en consecuencia unidos a estos por la tendencia natural de volver a la forma inicial.

-Cuje de relleno: son varillas finas, sobrantes de la selección, y que sirven de relleno al interior del espesor del tejido resultante. Como puede apreciarse queda conformada una pared ligera y extremadamente flexible, capaz de asimilar los movimientos sísmicos, donde sólo se afectan los pequeños agregados que constituyen el recubrimiento del tejido.

En toda América Latina, por citar solamente a un Continente, la experiencia del uso de las fibras en soluciones de los componentes de cierres y divisiones de espacios con el empleo de las fibras naturales es una experiencia muy bien conocida y que se ha venido desarrollando y perfeccionando a través de cientos de años, al respecto el bahareque y/o quinchá, como se le conoce indistintamente, constituye una respuesta totalmente eficaz, eficiente y efectiva como respuesta constructiva interpretándose en este caso específico la eficacia como el cumplimiento del objetivo para la cual se realiza la solución, la eficiencia por la adecuada relación costo resultado y la efectividad por el positivo impacto que produce, no solo por satisfacer las necesidades para la cual da la respuesta constructiva, sino también por el bajo impacto al medioambiente de esta solución que se puede catalogar como una de los ejemplos existentes de construcción sustentable.

El bambú es uno de los materiales usados desde la más remota antigüedad. En el mundo del hormigón armado, el plástico, el acero y los materiales compuestos de hoy, el bambú continúa aportando su centenaria contribución y aún crece en importancia. Los programas internacionales de cooperación técnica han reconocido las cualidades excepcionales del bambú y están realizando un amplio intercambio de variedades de esa planta y de los conocimientos relativos a su empleo. En este sentido desde el año 2005 a través de la Cooperación Suiza para el Desarrollo y con la participación de diferentes instituciones cubanas se ejecutó el Proyecto Internacional conocido por sus siglas cortas como Bambú Biomasa Fase I-II que ha potenciando el uso del bambú en el sector de la construcción en Cuba.

El bambú es una gramínea gigante y no un árbol como comúnmente se cree, es un material lignocelulósico, que tiene muy poca resistencia a la degradación por organismos biológicos como hongos e insectos, especialmente por su alto contenido en almidón, el cual es la Figura 3 fuente principal de alimento de la mayoría de estos organismos, dependiendo grandemente su durabilidad de los métodos de tratamientos y preservación a aplicar, acordes a los requerimientos básicos a tener

El bambú gramínea gigante y no un árbol como comúnmente se cree, es un material lignocelulósico, que tiene muy poca resistencia a la degradación por organismos biológicos como hongos e insectos, especialmente por su alto contenido en almidón, el cual es la Figura 3 fuente principal de alimento de la mayoría de estos organismos, dependiendo grandemente su durabilidad de los métodos de tratamientos y preservación a aplicar, acordes a los requerimientos básicos a tener en cuenta según su posterior uso. de aque pueden ser de diferentes tipos. La caña o culmo de bambú es de estructura cilíndrica, la cual se divide por un diafragma transversal en los nudos. El bambú es un material con alta resistencia en la dirección paralela a las fibras y baja resistencia en la dirección perpendicular a las fibras, la figura 3 muestra su comportamiento y ventajas respecto a otros tipos de fibras naturales. Investigaciones realizadas, muestran que la combinación de materiales cementosos de baja alcalinidad y adiciones químicas mejoran su durabilidad.



Algunos de los problemas asociados con las características geométricas del ambú, pueden ser minimizados convirtiendo las cañas o varas de bambú en tiras de bambú. Estas se hacen por una simple división de la totalidad de la vara, en pequeñas tiras que tienen una amplia variedad de usos.

POSIBLES APLICACIONES EN CUBA

Dentro de las diversas aplicaciones factibles de aplicar en el sector de la construcción en Cuba, está precisamente su empleo como solución de tabiquería ligera (paneles) para cierres y divisiones de diferentes espacios arquitectónicos, utilizando la caña o vara de bambú en su geometría natural, para formar los marcos y componentes rigidizadores de la estructura del panel y aplicando las tiras producto de la división de las cañas o varas como malla receptora del relleno a emplear el cual puede tener una variedad de soluciones que van desde el uso de la tierra, morteros en base a cemento, morteros en base a cal y morteros en base a yeso entre otros.

Los ejemplos que se muestran a continuación expresan diferentes soluciones, todas factibles de aplicar en Cuba y que pueden producirse *in situ* o en talleres de prefabricación, los cuales no requieren de una alta inversión en cuanto a maquinaria, ni de un alto consumo de energía y utilizan herramientas elementales de carpintería, en cuanto a proceso productivo, clasificando estos talleres como de bajo impacto medioambiental, por ejemplo los talleres adquiridos e instalados en Cuba como resultados del Proyecto Internacional anteriormente referido. En la figura 4 se puede observar el taller de transformación del bambú de la Empresa Integral Gran Piedra Baconao en Santiago de Cuba, donde se puede procesar el bambú y producir diferentes soluciones de panelería ligera destinada al sector de la construcción.



Figura 4

SOLUCIONES APLICABLES EN CUBA

A. Tabiques de cierres y divisorios construidos *in situ*.

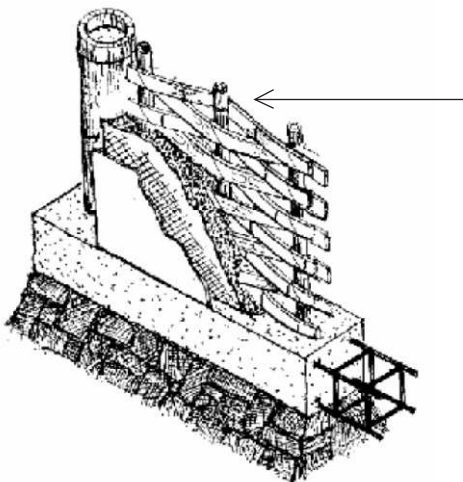


Fig. 5- Tiras desplegadas verticalmente
Latillas de bambú

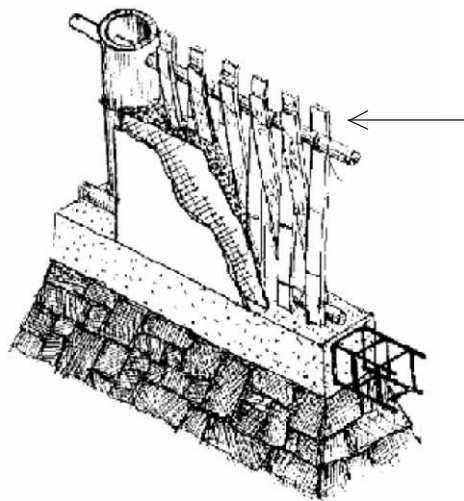


Fig. 6- Tiras desplegadas horizontalmente
Latillas de bambú

B. Paneles prefabricados en base a marco estructural de madera o bambú con tiras de bambú y relleno con suelo. En la figura 7, tenemos un ejemplo de solución prefabricada donde se observa la conformación de un panel para su posterior traslado a su lugar de trabajo como cierre exteriores o división interior en la conformación de espacios arquitectónicos. Este tipo de solución puede admitir diferentes rellenos en base a morteros normales, morteros de cal y morteros de yeso.

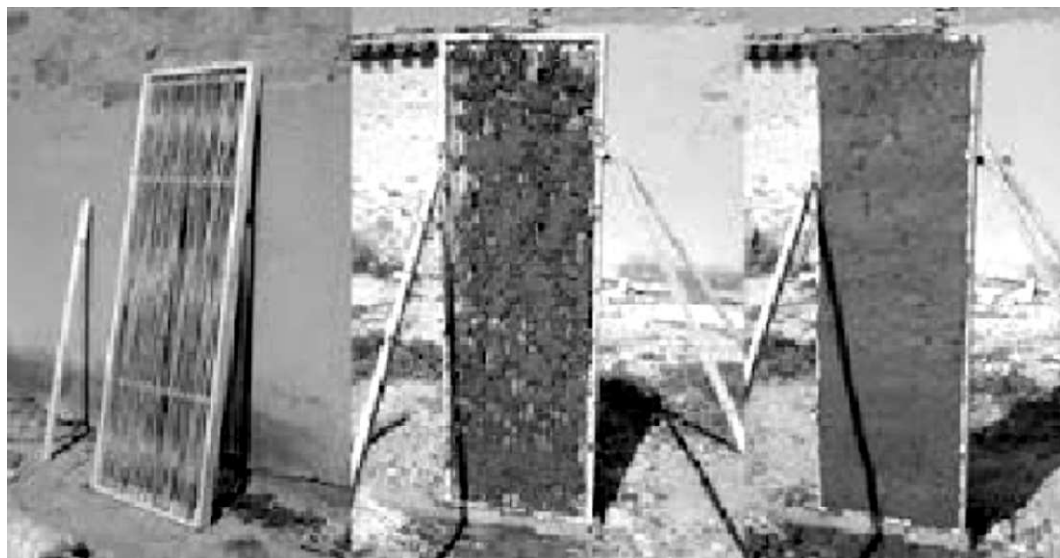


Figura 7

C. Solución *in situ* con estructura general de bambú y cierres en base a ferrocemento. Figuras 8,9,10 y 11.
D. Solución en base a estructura *in situ* de bambú y malla de acero. Figuras 12, 13, 14 y 15. Figura 10 y 11 rellena con mortero.



Figura 8



Figura 9



Figura 10



Figura 11



Figura 12



Figura 13



Figura 14



Figura 15

E. Otras variantes totalmente factibles de aplicar son las siguientes:



Figura 16-Muro Ipirti: Se desarrolla en base al empleo de latillas de bambú dispuesta en forma de mallas, que se ajustan entre sí con alambres para luego recubrirla con una malla metálica y mortero. Se muestra la secuencia constructiva por pasos.



Figura 17-Muro ornamental: Sobre una estructura de madera y caña se montan partes de bambú en diagonal, se coloca una malla metálica y posteriormente el revestimiento deseado.



Muro con caña picada: Figura 18 Sobre la estructura de madera o bambú, se coloca la caña picada caña de bambú abierta formando un paño, que posteriormente recibe el revestimiento deseado.

CONCLUSIONES

1-Cuba posee el bambú necesario para aplicar estas soluciones que han demostrado su eficacia, eficiencia y efectividad, al respecto existen provincias con un gran potencial, tales como Santiago de Cuba, Granma y Holguín.

2-Existen los conocimientos y la tecnología necesaria en Cuba para la transferencia tecnológica y producir en talleres estas soluciones de forma prefabricada o semi-prefabricadas, con las ventajas que esto representa.

3-La sustitución de la malla metálica por una malla natural, en este caso latillas de bambú constituyen una alternativa, que puede satisfacer demandas actuales existentes.

4-Es necesario seguir profundizando en el tratamiento de los componentes que se obtienen del bambú, con vistas a lograr una mejor compatibilidad con las matrices de los diferentes tipos de mortero de los cuales forme parte y que posibilite un mayor tiempo de vida útil.

5-Las soluciones permiten el empleo de los diferentes tipos de mallas metálicas que caracterizan al ferrocemento, y en este caso el bambú aportaría una estructura de soporte eficaz, eficiente y efectiva.

BIBLIOGRAFÍA

1-Mora Rodríguez Lena, Álvarez García Emilio, Hernández González. Jorge F. Determinación de propiedades mecánicas de las fibras de Bambusa Vulgaris a utilizar en tableros prensados. Revista Ingeniería de Construcción Vol. 24 No 2, Agosto de 2009 www.ing.puc.cl/ric.

2-Burgos Amarilis. Revisión de las técnicas de preservación del bambú. Págs. 11 - 20. Rev. For. Lat. N° 33/2003.

3-Khosrow, Ghavami. Bamboo as reinforcement in structural concrete elements. www.elsevier.com/locate/cemconcomp.2005

4-Aceves Francisco J., Audefroy Joel. Catálogo de tecnologías apropiadas para los asentamientos humanos en riesgo. Segunda edición aumentada y revisada, México, D.F. 2005 ISBN: 970-9067-06-0.

5-PREDES, Fondo editorial: Construyendo viviendas con Quincha Mejorada. www.predes.org.pe.2008.

6-Morán Ubidea Jorge y colectivo: "Solución habitacional popular, humana y sostenible". Experiencia académica UCSG. Encuentro Internacional de Sostenibilidad de las Edificaciones. Universidad Católica de Santiago de Guayaquil. Ecuador. 2005.

7-Hidalgo López Oscar. Bamboo The Gift of the Gods. bamboscar@2007.com. ISBN 958-33-4298-X.2003

8-Pascual Menéndez Juan M: "Aplicación del bambú como alternativa sostenible en la solución constructiva de la vivienda popular rural en Cuba. III Simposio Latinoamericano del Bambú. Guayaquil. 2006.

RICE STRAWS AS REINFORCEMENT IN CONCRETE HOLLOW BLOCKS

Isabelita T. Bautista ¹ and Lilia Robles-Austriaco ²

ABSTRACT

Concrete hollow block is a major construction material use as walls, partitions and fences in the construction of houses, buildings, warehouses and other similar structures in the Philippines. Hollow blocks are construction materials classified as bearing and non-bearing blocks. Load bearing blocks have thickness that ranges from 6 to 8 inches while non-load bearing blocks ranges from 3 to 4 inches.

This study investigated the potential of rice straws as reinforcement in concrete hollow blocks. Rice straws are post-harvest agricultural wastes and these are usually burnt in the field after harvesting the crop. Rice straws are abundantly available in the Philippine as rice producing country.

The study had shown that the strength of concrete hollow blocks increased significantly when reinforced with rice straws. It was shown that rice straw reinforced concrete hollow blocks are more resistant to compressive stresses, impact force, flexural stresses and generally have more absorption characteristics but lesser moisture content. The reinforcements were of three different lengths of rice straws while keeping the same volume fraction of rice straws. The straws were cut to lengths 1.5 in (38.09 mm), 2 in (50.8 mm) and 2.5 in (63.5 mm) and were not chemically treated. Rice straws were dried under the sun and stored in a place where they were free from fungi attack. The ratio of cement: sand: water of 1:2:4, the common mixture use in hollow blocks industry, was adopted. The production of rice straw reinforced concrete hollow blocks was similar to the production of normal concrete hollow blocks.

It had also been shown that hollow blocks industry can achieved reduction in cost of hollow blocks production in addition to increase in strength.

Only minimal problems were met in using rice straws as additional constituent material to concrete, i.e. the hassle of cutting the rice straws to the desired length and the presence of fungi in the rice straws when not properly monitored.

INTRODUCTION

One of the materials that could be of great interest is concrete hollow block. Concrete hollow block is a construction material used as walls, partitions and fences in the construction of houses, buildings, warehouses and other similar structures. And since it is commonly used construction materials, engineers should discover ways to reduce its cost, improve durability and strength.

In the Philippines, hollow blocks are classified as bearing and non-bearing blocks. Load bearing blocks have thickness that ranges from 6 to 8 inches or more and non-load bearing blocks intended for walls, partitions, fences or dividers carrying its own weight alone are in the ranges from 3 to 4 inches (Fajardo, 2001).

Hollow blocks usually have three whole cells and two one-half cells at both ends having a total of four. These cells vary in sizes as there are different manufacturers using different molds (Figure 1). There are square, rectangular, circular and elliptical forms. The small cells consume lesser mortar filler while bigger cells require more. Hollow blocks with small cells are more economical but those with bigger cells are stronger.

1- University Professor, Pamantasan ng Araullo, Nueva Ecija, Philippines

2- Professor and Consultant, Angeles University Foundation, Angeles City, Philippines

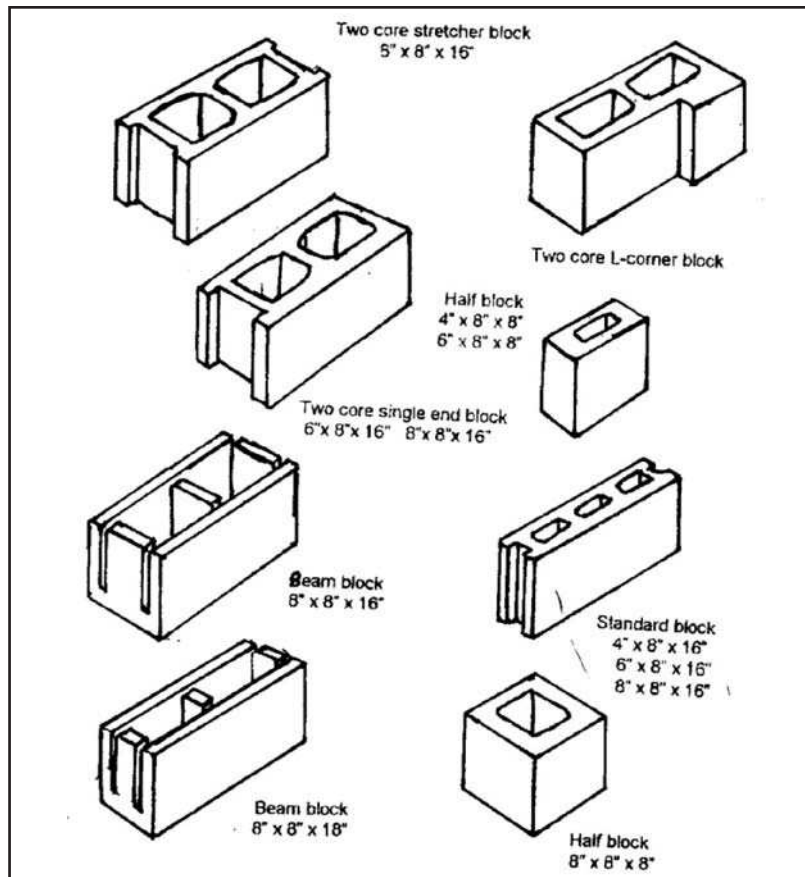


Figure 1-Examples of Commonly Used Hollow Blocks

To reduce cost while maintaining durability and strength, the researcher investigated the effects of integrating rice-straws to concrete mixture for hollow blocks. Rice straws are post-harvest agricultural wastes. These are usually burnt in the field after harvesting the crop.

PROPERTIES OF RICE STRAW (International Rice Research Institute 1998-2004)

-Rice straw is the stem or stalk of rice generated in the field during harvesting. Rice straws are produced in large volume (Figure 2).

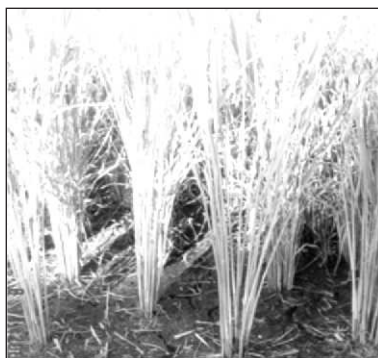


Figure 2-Rice showing the stem

-The quantity of straw can vary from 2 tons/ha to more than 8 tons/ha, and will depend on the variety of rice, productivity (high rice yield will result in high straw yield), and harvesting method (cutting closer to the ground will result in more straw). Total straw available in the field is proportional to grain yield. The straw to grain ratio typically varies from 0.8:1 to 1.2:3.

-The length of straw varies by variety and harvesting method, and ranges from 30-120cm. At the harvest, the moisture content of straw is usually more than 60% on a wet basis (i.e. more than half is water), however in dry weather straw can quickly dry down to its equilibrium moisture content of around 10-12%.

-The bulk density of dry rice straw is around 75 kg/m³ for loose straw, and 100 to 180 kg/m³ in packed or baled form. In comparison, the bulk density of paddy grain is 500-650 kg/m³ depending on moisture content. In packed or baled form, straw bales take up at least three times the amount of space as wood logs for the same amount of weight.

-In packed form, rice straw has low thermal conductivity, i.e. it is a good insulator. Packed or baled rice straw also has good fire-resistant characteristics.

-Rice straw has a high ash content (up to 22%) and low protein content. As a result, rice straw does not decompose as readily as other straw from other grain crops such as wheat or barley.

-Rice straw is more resistant to bacterial decomposition than other materials and therefore more suitable to serve as building material

-The calorific value (measure of how much energy is contained in the material) of rice straw is 14-16 MJ/kg on a 14% moisture content basis. In comparison, most dry woods contain 18-20 MJ/kg, and coal contains 25-30 MJ/kg. The higher the ash contents of the straw, the lower the calorific value.

-The main carbohydrate components of rice straw are hemicellulose, cellulose and lignin.

-Rice straw contains moderate levels of potassium and chlorine, which reduces the melting temperature of straw ash to approximately 750 to 900C meaning increased "Slag" (molten glass) deposits when straw is used as a fuel.

In Nueva Ecija, one rice producing province of the Philippines, the Rice Production Data in seven (7) years is 1,391,912.774 metric tons. Using the result of the International Rice Research Institute study (1998-2004), that the straw to grain ratio typically from 0.8:1 to 1.2:3 therefore, the potential raw material is approximately $0.8 \times 1,391,912.774$ metric tons = 1,113,530.219 metric tons to $1.2 \times 1,391,912.774$ metric tons = 1,670,295.329 metric tons. Giving enough raw materials for reinforcement of hollow blocks (Bautista, 2007).

ADVANTAGES OF USING NATURAL FIBER REINFORCED CONCRETE HOLLOW BLOCKS

1-Lower cost than the plain concrete hollow blocks - Rice straws are agricultural wastes that have negligible cost. If these will be integrated with the concrete mixture for hollow block making, the production cost will be reduced thus resulting to a much lower selling price for hollow blocks

2-Availability of rice straw is high - Rice has its renewable nature. It is harvested 2 to 3 times a year and its straw to grain ratio varies from 0.8:1 to 1.2:3 (IRRI, 1998-2004)

3-Lower density than the plain concrete hollow blocks - Rice straw fibers are much lighter than sand, the principal aggregates in concrete mixture, if these fibers will be a part of the mixture, the resulting rice straw fiber reinforced concrete hollow blocks will be of lower density than the plain concrete hollow blocks.

4-Easier to install and manage - The properties of natural fibers reinforced concrete products can have a considerable influence on their acceptability for use in construction. If materials can be made strong and tough yet with low values of density, then workers who handle such products at the building site will prefer them to a similar material which is more dense (Coutts, 1988).

5-Help clean the environment - Rice straws are usually burnt in the field during post harvests. Their ash contributed to soil acids, which is not good for post harvests. These agricultural wastes proved to be useful component of concrete mixtures for hollow blocks will not be burnt and therefore will not contribute to air and soil pollution.

6-Income generating - Farmers will have another source of income by selling their rice straws to

hollow block makers. It will mean more profit on the part of the hollow block producers considering that they will incur a lower production cost.

7-Capable of resisting compressive forces - Concrete is capable of resisting compressive forces therefore rice straw reinforced concrete hollow blocks will be functional in sustaining compressive forces.

8-Allow the fresh concrete to conform to the desired shape in a simple manner - The admixing fiber in the mortar makes it possible to give the fresh concrete the desired shape in a simple manner. The fiber holds the fresh, concrete together (Gram, 1988).

9-Tough and impact resistance - Fibers increase the toughness and impact resistance of hardened concrete. This has been the result of the study conducted by (Gram 1988)

DISADVANTAGE OF USING NATURAL FIBER REINFORCED CONCRETE HOLLOW BLOCKS

1-Low bending capacity - Recently developed cellulose-cement-based sheets have dry strength levels similar to asbestos-cement sheets. However, the cellulose-cement-based sheets are more sensitive to wetting than is asbestos-cement. A decrease in the ultimate bending strength of up to 40% can be observed, when the sheets are exposed to wet conditions (Fördös, 1988).

2-Decomposition in alkaline environment - The decomposition of cellulose in an alkaline environment follows two mechanisms: peeling-off and hydrolysis. The peeling-off mechanism starts to show severe effects at temperatures above 75°C and the hydrolysis at temperatures above 100°C. The peeling-off mechanism is relatively harmless to cellulose because of its high degree of polymerization but has a considerable effect on hemicellulose with its low degree of polymerization and lignin (Gram, 1988).

3-Embrittlement of the composite due to ageing - One possible explanation to the embrittlement of natural fiber concrete is a chemical decomposition of lignin and hemicellulose in the middle lamella which bonds the fiber cells together, combined with a mineralization deposited in the lumen of the fiber cells (Gram, 1988).

4-Shorter life span - Natural fiber reinforced concrete has a shorter life span than the steel reinforced concrete, considering that natural fiber are organic materials.

5-Not advisable to places with often changes of temperature - The transport of the pore water in the concrete is initiated by drying out and moistening of concrete and also by temperature variations and variations in the relative humidity of the ambient air. The decomposition of the fiber is also dependent on the temperature. The higher the temperature of the pore water, the more rapidly the decomposition proceeds (Gram, 1988).

6-Attack by micro-organisms - The action of common fungi increases the permeability of the fiber, and also lowers the degree of polymerization of fiber constituents thereby increasing the amounts of carbohydrates and lignin soluble in alkalis (Fördös, 1988).

PRODUCTION OF RICE STRAW REINFORCED CONCRETE HOLLOW BLOCKS

The production of Rice Straw Reinforced Concrete Hollow Blocks (Figure 3) was similar to the production of normal concrete hollow blocks. The process includes: Preparation of the constituent materials; Mixing; Casting; Curing; Storing and Quality Control. Rice straws harvested in Nueva Ecija during the first cropping season, June-December, 2006 were used for this research. The straws were cut to lengths 1.5 in (38.09 mm), 2 in (50.8 mm) and 2.5 in (63.5 mm) and were not chemically treated. Rice straws were dried under the sun and stored in a place where they were free from fungi attack.

REINFORCED CONCRETE HOLLOW BLOCKS

The ratio of cement: sand: water of 1:2:4, the common mixture use in hollow blocks industry, was adopted. The cement and sand were thoroughly mix altogether with the optimum amount of water added. Two and one-half inches long dried rice straws were randomly mixed with wet mixture of cement and sand at a 5% volume fraction. This is the mortar mixture used to produce 72 pieces of 4



Figure 3-Sample of a Rice Straw

matrix with 2 ½ inches long rice straws was designated as sample B. Sample C and D consisted of the same mortar mixture but with 2-inch and 1.5 inch-length dried rice straws respectively and at the same volume fraction of rice straws of 5%. Sample A consisting of the same mortar mixture without dried rice straws served as the control or index of the different samples.

The rice straws reinforced concrete hollow blocks were cast by pouring the mixture into the 4-inch thick mold. Three pieces were made for every casting on the electrically operated hollow blocks machine. Twelve (12) pieces were cast for each of the samples A, B, C and D. Curing was performed with often sprinkling the finished products with clean water. The products were cured for 28 days. Handling during the curing process was observed with care. Products were stored in a shelter with open walls and cement finished flooring. They were placed or laid on a wooden platform with plates still attached at their bottom, the same process used in hollow blocks industry.

Control measures used in hollow blocks industry were done for the various stages of the production process. Such measures include inspection of the rice straws regularly to ensure that there would be no decayed rice straws in the mixture. Clean water and sand were used. A quality control procedure was made on the finished products by subjecting them to different and flexural strength tests.

TESTING, ANALYSIS AND INTERPRETATION OF DATA

The study utilized the experimental method of research in investigating whether rice straws could be used as reinforcement to concrete hollow blocks to be used for partitions, walls and fences for residential houses and other similar structures. Data were gathered using the factors that could influence the durability and strength of rice straw reinforced concrete hollow blocks. These factors included the lengths and volume fraction of rice straws in the mixture. Standard testing machines were used to test the impact force, compressive force, water absorption and flexural strength of the finished rice straw reinforced concrete hollow blocks. ASTM C-129 was the standard used in testing the samples A, B, C and D for compression, absorption characteristics, moisture content and flexural strength. This standard set the minimum strength requirement for individual samples as 3.45 MN/m² (500psi) and 4.14 MN/m² (600psi) for the minimum strength requirements for the average strength of the samples. Also this standard sets the maximum absorption characteristics at 240 kg/m³ while for moisture content it is maximum at 45%.

COMPRESSIVE STRENGTH

Compressive test was conducted on three specimens from each of the samples A, B, C, and D, to determine the strength properties of the samples. The universal testing machine was used. Other apparatus were bearing blocks made of hardened metal with at least 150 mm face diameter, steel plates with a thickness (not less) of 12.7 mm; capping material (cement-gypsum or sulfur filter) and steel tape measure.

The compressive strength was calculated by dividing the maximum load in Newtons by the gross cross sectional area of the unit in square millimeters. The gross cross sectional area of the unit is the total area of a section perpendicular to the direction of the load, including areas within cells. The result for each unit was recorded separately and the average for the three (3) units was calculated.

Three Concrete hollow blocks without rice straw reinforcement, named sample A had an average compressive strength of 0.163 MN/m². Sample B with 2.5-inch length rice straws an average of 0.203 MN/m². This showed that concrete hollow blocks reinforced with 2.5-inch length rice straw had greater compressive strength than the plain concrete hollow blocks by 24.54 %. Sample C, concrete hollow blocks reinforced with 2-inch length rice straws had an average compressive strength of 0.336 MN/m². The compressive strength of plain concrete hollow blocks was increased by 106.13% when its matrix was reinforced by 2-inch length rice straws. Sample D concrete hollow blocks reinforced with 1.5-inch length rice straws exerted the average compressive strength of 0.180 MN/m². As compared with non-rice straw concrete hollow blocks its compressive strength is higher by 10.43%.

Concrete hollow blocks reinforced with rice straws showed very significant increase in its compressive strength and among the three rice straws lengths, two inches proved to have contributed the most compressive strength.

ABSORPTION AND MOISTURE CONTENT

Absorption test of concrete masonry units was performed in order to determine the absorption characteristics of the concrete when subjected in a saturated condition. In this kind of test the moisture content of the samples was also determined. The test specimens comprised of three full size units from each of the samples A, B, C, and D, and the apparatus were oven, balance and container for saturating samples. The test was done by first drying the specimens in a ventilated oven to a temperature of 100 to 115° C (212° F to 239° F) for 24 hours to a constant weight and obtained the dry weight. Next, each of the three (3) specimens was immersed completely in a container with water at a room temperature of 15.6 0C to 26.7 °C (600F to 80°F) for 24 hours. Then the specimens were weighed while suspended by a metal wire and completely submerged in water. They were then removed from the water and allowed to drain for one (1) minute by placing them on a 9.5 mm wire mesh. The visible surface water on the specimens were then wiped with damp cloth and immediately weighed.

The absorption was calculated and the moisture content of the units at the time of sampling was also calculated, expressed as percentage of total absorption, by dividing the difference between the average weight as sampled and the average dry weight by the difference between the average wet weight and average dry weight, multiplied by 100.

The average absorption characteristics of sample A or plain concrete hollow blocks was 185.30%. Sample B, concrete hollow blocks reinforced with 2.5 inch length rice straws had an average of 188.80%. The average absorption characteristic of plain concrete hollow blocks was increased by 3.5% when 2.5 inch length rice straws were used as reinforcement to plain concrete hollow blocks. This indicated that concrete hollow blocks became more water absorbent when reinforced with 2.5 inch length rice straws. Sample C which comprised of plain concrete matrix reinforced with 2 inch-length rice straws had an average of 207.353%. It was found that the average absorption characteristics of plain concrete hollow blocks increased by 22.053% when they were reinforced with 2-inch length rice straws. This showed that concrete hollow blocks reinforced with 2 inch length rice straws absorbed more amount of water than the plain concrete hollow blocks. Samples D, which composed of 3 pieces of 4"x 8"x16" concrete hollow blocks reinforced with 1.5 inch-length rice straws had an average of 182.12%, a decreased by 3.18% compared with Sample A. This showed that concrete

hollow blocks reinforced with 1.5 inch length rice straws absorbed lesser amount of water than the plain concrete hollow blocks. Generally, rice straw reinforced concrete hollow blocks absorbed more amount of water than plain concrete hollow blocks.

The average moisture content of sample A, concrete hollow blocks (CHB) without rice straws was 45.81%. Sample B, concrete hollow blocks reinforced with 2.5 inch length rice straws had an average value of 29.88%. As compared with sample A the average moisture content was decreased by 34.77%. Sample C, concrete hollow blocks reinforced with 2 inch length rice straws had an average value of 24.30%. This showed that the average moisture content of sample A dropped by 46.95%. Sample D, had an average moisture content of 30.85%. This meant a decrease of 32.66% as compared to that of Sample A. Generally, it was shown that water evaporated faster in the samples with rice straw reinforcement as shown in their average moisture contents

FLEXURAL STRENGTH

The test for the flexural strength of the masonry units (CHB) was done similar to that of concrete where a flexural beam tester was used. A flexural beam tester is a motorized pump or hand-operated testing machines having sufficient volume in one continuous stroke to complete a test without requiring replenishment and capable of applying loads at a uniform rate without shock or interruption. The test specimens comprised of three units and were taken from each of the samples A, B, C, and D. The test specimen was turned on its side with respect to its position as (cast) molded and centered on the bearing blocks. The loading system was centered in relation to applied force. The load-applying blocks were brought in contact with the surface of the specimen at the third points between supports. Then, leather shims were used only when the specimen surfaces in contact with blocks or support departed from a plane by not more than 0.015 in (0.38 mm). Leather shims were of uniform $\frac{1}{4}$ in (6.4 mm) thickness, 1 to 2 inches (25 to 50 mm) in width and extended across the full width of the specimen. The load was applied rapidly, up to approximately 50% of the breaking load. Then after the load was continuously applied at a rate which constantly increased the extreme fiber stress between 861 and 1207 kPa (125 and 175 psi) per minute until rupture occurred. Then the maximum load carried by the specimen was recorded.

Three (3) measurements were taken across each dimension (one at each edge and at the center) to the nearest 1.3 mm (0.05 in.) to determine the average width, average depth and the line of fracture location of the specimen at the section of failure.

Concrete is usually assumed to be incapable of resisting tensile stresses in flexure or bending. To make concrete useful as a structural member, concrete is reinforced. Since concrete hollow blocks had been reinforced with rice straws of three different lengths of 2.5 inches, 2 inches and 1.5 inches, the flexural strength was investigated. For Sample A, unreinforced concrete hollow blocks, the average flexural strength was 0.0142 MN/m². For Sample B, the average was 0.0142 MN/m². There was no change in the flexural strength of unreinforced concrete hollow blocks with those of CHB reinforced with 2.5 inch length rice straws. Sample C when subjected to flexural strength test had an average value of 0.057 MN/m². CHB reinforced with 2 inch length rice straws showed greater resistance to flexural stresses as compared to sample A. The flexural strength of sample A was increased by 301.41%. Sample D, CHB reinforced with 1.5 in-length rice straws had an average flexural strength of 0.0283 MN/m². This meant an increase in the flexural strength compared to unreinforced CHB by 99.30%. This showed that among the three lengths of rice straw reinforcement 2-in-length provided the greatest increase in flexural strength of concrete hollow blocks while 2.5 in-length rice straws provided the least increase.

CONCLUSIONS

The study has shown that rice straws when mixed with concrete make a stronger matrix. The strength of concrete hollow blocks increases significantly when reinforced with rice straws. It has also shown that hollow blocks industry can achieved big decrease in cost of hollow blocks production in addition to increase in strength.

This research has proven that there is a possibility of using rice straws as additional component to concrete in the production of concrete hollow blocks. Further, there is a significant difference in strength between rice straw reinforced concrete hollow blocks and unreinforced concrete hollow blocks. Rice straw reinforced concrete hollow blocks are more resistant to compressive stresses, impact force, flexural stresses and generally have more absorption characteristics but lesser moisture content.

From the test results, it is evident that rice straws, when reinforced to concrete in making hollow blocks, increased the strength of the finished products significantly to a large degree. However, these increased strengths when compared to the strength requirements of ASTM C-129, the test results obtained were far smaller.

Only minimal problems were met in using rice straws as additional component to concrete in the hollow block making industry. These are the hassle of cutting the rice straws to the desired length and the presence of fungi in the rice straws when not properly monitored.

REFERENCES

- 1-American Concrete Institute. 1989. Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Detroit: American Concrete Institute.
- 2-Bautista, Isabelita, T. 2007. Rice Straws as Reinforcement In Concrete Hollow Blocks. Angeles University Foundation Graduate School. Unpublished Master Thesis.
- 3-Coutts, et al. 1988. Wood Fiber Reinforced Concrete Composite. Concrete Technology and Design Vol.5, Natural Fiber Reinforced Cement and Concrete. R.N. Swamy, Ed. London: Blackie and Son Ltd.
- 4-Fajardo, M.B. 2001. Simplified Methods on Building Construction. Manila: 5138 Merchandising.
- 5-Fördös. 1988. Properties of Coconut Fiber Reinforced Wall Paneling System. Eight International Symposium and Workshop on Ferrocement and Thin Reinforced Cement Composites. Bangkok: International Ferrocement Information Center.
- 6-Gram, Hans-Erik. 1988, Durability of Natural Fibers in Concrete. Concrete Technology and Design Vol.5 Natural Fibre Reinforced Cement and Concrete. R.N. Swamy, Ed. London: Blackie and Son Ltd.
- 7-IRRI (International Rice Research Institute). 1998-2004, International Rice Straw Properties. Los Banos: International Rice Research Institute

THE EFFECTS OF HIGH TEMPERATURE ON THE STRENGTH OF RICE HUSK ASH CONCRETE

Manolito S. San Jose¹ and Nicanor C. Austriaco²

ABSTRACT

Rice Husk Ash (RHA) concrete is a mixture of ground RHA, Portland cement or lime, coarse and fine aggregates plus water. The RHA can be used as a pozzolana to replace ordinary Portland cement or as admixture for better resistance to acidic attack. RHA can be produced by burning the rice husk followed by appropriate grinding of RHA. The compressive strength of RHA concrete having 20 % of RHA replacement to Portland cement and 28 days cured has an average of 21.005MPa. It is 1.45% higher than the compressive strength of 20.7 MPa for ordinary Class A concrete without RHA, based on the standards of the Department of Public Works and Highways (DPWH), Philippines.

The research was limited on the determination of compressive strength of Class A mixture of Portland-RHA concrete having 20% RHA cement as replacement to Portland cement after exposure to temperatures 3000C, 3500C, and 4000C. Concrete strength testing was conducted with the number of hours of heating as variable i.e. 1 hour, 2 hours, and 3 hours. The compressive strength of RHA concrete having 20% RHA replacement to Portland cement decreases after 1 hour, two hours, and three hours exposure to 3000C, 3500C and 4000C. The compressive strength of RHA concrete decreases more than the traditional concrete when exposed to high temperature. Testing of samples without heating with the same percentage of RHA replacement to ordinary Portland cement was also undertaken to serve as benchmark to determine the changes after exposure to high temperature.

Physical appearance of the sample starts to change after 2 hour-exposure to 3000C. Its color became lighter and some voids were observed. As the temperature increases the color became lighter and more voids were seen.

INTRODUCTION

Concrete is a composite material composed of aggregate, generally sand and gravel, chemically bound together by hydrated Portland cement. It is strong in compression but weak in tension. As a result, cracks develop whenever loads, or restrained shrinkage or temperature changes, giving rise to tensile stresses in excess of the tensile strength of the concrete (Mac Gregor, 1997). Rice Husk Ash (RHA) cement is a mixture of ground RHA and Portland cement or lime. RHA can be used to partially replace cement in making mortar and concrete (Choeypunt et al, 1989). The design of RHA concrete mixture involves determining the proper proportions of cement, aggregates, RHA cement and water, plus any mixture, to produce a concrete that has the desired properties. If RHA concrete is to attain its maximum strength and other desirable properties, it should be cured with adequate moisture and at favorable temperature. Failure to provide these conditions may result in an inferior concrete.

When a concrete member is exposed to high temperature such as occurring in a building fire, it will behave satisfactorily for a considerable period of time. However, when fire high thermal gradients are established, it results to the expansion of the surface layers and eventual cracking or spalling of the

1- Assistant Professor, Baliwag University, Bulacan, Philippines

2-Professor and Consultant, Angeles University Foundation, Angeles City, Philippines

cooler interior part of the concrete. The modulus of elasticity and strength of concrete decreases at high temperatures, whereas the coefficient of thermal expansion increases (Neal, 1958).

PRODUCTION OF RHA CONCRETE

The cement, a mixture of RHA cement plus ordinary Portland cement, was mixed with the coarse and fine aggregates, and water. Cylindrical samples – cured and then heated in an oven – were used as basis of the study. The samples were tested for their compressive strength after being exposed to heat at different levels of temperature.

Essentially, the RHA cement was produced by burning the rice husk collected from the local rice mills, and then aptly ground into fine particles. Its chemical composition is given in Table I (Nimityongskul, et al, 1992).

Table 1: Chemical Composition of the RHA

| Chemical Properties | Percentage, % |
|--|----------------------|
| Silicon dioxide (SiO_2) | 88.80 |
| Aluminum Oxide (Al_2O_3) | 0.72 |
| Ferric Oxide (Fe_2O_3) | 0.69 |
| Calcium Oxide (CaO) | 0.53 |
| Magnesium Oxide (MgO) | 0.31 |
| Sulfur Trioxide (SO_3) | 0.27 |
| Sodium Oxide (Na_2O) | 0.07 |
| Potassium Oxide (K_2O) | 3.22 |
| Loss on ignition | 2.97 |
| Other compound | 2.41 |
| T o t a l | 100.00% |

The ordinary Type I Portland cement, where its physical and chemical properties are per ASTM C 150-95a standards was used. The coarse aggregates are locally procured and were carefully selected to ensure that they are free from materials i.e. silt, mud, clay, which might adversely affect the concrete strength. The coarse aggregates have a maximum size of 20mm and a specific gravity of 2.96 g/cm³ (ASTM C 127). The fine aggregate is clean natural sand with a fineness modulus of 2.25 and a specific gravity of 2.96 g/cm³ (ASTM 128). The quantities of constituent materials, based on using 40 kgs per pack of Portland cement, are: Portland cement is 51.20 kgs, RHA is 10.24 kgs (20% of Portland cement), sand is 0.0715 m³, gravel is 0.143 m³, and, water is 35.33 liters (San Jose, 2007).

Manual mixing of the concrete mix was done and patterned from ASTM C 192. First, all the dry ingredients – gravel, sand, cement and RHA - were thoroughly mixed according to a mixing proportion of 0.58 water cement ratio (i.e. 27.6 liters of water per 40 kg bag of cement) to meet the compressive strength of 20.70 MPa as benchmark of results. The numbers of standard cylindrical samples prepared for testing for the 20% RHA replacement for Portland cement are given in Table 2. The freshly mixed wet RHA concrete were placed into a cylindrical mold, 6 inches in diameter and 12 inches long. The concrete was tamped to prevent honeycombs. Four days after the concrete were molded, the specimen were carefully removed from the mold for curing (San Jose, 2007).

Curing of the rice husk ash (RHA) concrete was patterned after the ASTM C 192M-95, also known as the Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory. The curing was done for seven (7) days, fourteen (14) days, and twenty one (21) days. Table 2 (San Jose 2007) summarizes the samples.

Table 2: Number of Standard Cylindrical Samples Prepared for Testing for the 20%RHA Replacement for Portland Cement

| Oven Temperatures ($^{\circ}\text{C}$) | Number of Hours in Oven | | | Normal Room Temperature | Total No. of Samples |
|--|-------------------------|----------|----------|-------------------------|----------------------|
| | 1 hr | 2 hrs | 3 hrs | | |
| <i>Control</i> | | | | 3 | 3 |
| Case A: 300 | 3 | 3 | 3 | | 9 |
| Case B: 350 | 3 | 3 | 3 | | 9 |
| Case C: 400 | 3 | 3 | 3 | | 9 |
| Total | 9 | 9 | 9 | 3 | 30 |

TESTING AND RESULTS

Using experimental method, the study investigated the direct compressive strength of rice husk ash (RHA) concrete as a function of the length of time of its exposure to high temperatures (San Jose, 2007).

Compressive Testing (ASTM C 39-72)

Testing of the compressive strength of the RHA concrete was performed based on the procedure set in ASTM C 39-72, otherwise known as the Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.

Heating and Testing Procedure (San Jose 2007)

The oven is preheated at the level of the experimental temperatures. When the desired temperature is attained at a constant level, the cylinder samples are put inside the oven for the time duration under being investigated, i.e. 1 hr, 2 hrs, 3 hrs. When the samples are put in the oven the temperature tend to decrease by 28 – 32 degrees centigrade for 18 – 22 minutes. However, temperature was maintained at the desired level for 1 hour without decrease while test was going on. Actual compressive strength testing of the samples is done immediately after their removal from the oven.

Observations while Heating the Samples (San Jose 2007)

-Moisture was present in the samples for 30 minutes, 24 minutes, 16 minutes, when exposed to 3000C, 3500C, and 4000C, respectively.

-Physical appearance of the samples heated to 3000C start to change after 2 hrs of exposure. Its color becomes lighter and some voids were more visible. For the 3500C and 4000C, the physical appearance starts to change after one (1) hour – the color becomes lighter and some voids are visible.

Compressive Strength after Heating (San Jose 2007)

Table 3 shows the load carrying capacity of the various samples after subjected to different levels of temperature. The level of RHA replacement for ordinary Portland cement is 20%. The compressive strength after heating was determined based on ASTM C 39-96.

Table 3: Compressive Strength Test Results
Case I: Maximum temperature level of 3000C

| Sample | | @Normal room Temperature | | 1 hr after Heating @300 ^o C | | 2 hrs after Heating @ 300 ^o C | | 3 hrs after Heating @ 300 ^o C | |
|--|------------------------|--------------------------|---------------------|--|---------------------|--|---------------------|--|---------------------|
| | Area (m ²) | Comp Load (KN) | Comp Strength (MPa) | Comp Load (KN) | Comp Strength (MPa) | Comp Load (KN) | Comp Strength (MPa) | Comp Load (KN) | Comp Strength (MPa) |
| 1 | 0.0177 | 377 | 21.299 | 297 | 16.78 | 235 | 13.27 | 211 | 11.92 |
| 2 | 0.0177 | 373 | 21.073 | 294 | 16.61 | 243 | 13.72 | 206 | 11.63 |
| 3 | 0.0177 | 368 | 20.791 | 293 | 16.55 | 246 | 13.89 | 199.8 | 11.28 |
| Average stress, MPa | | | 21.005 | | 16.65 | | 13.63 | | 11.62 |
| Ave stress: stress @ normal room temp. % | | | | | 79.26 | | 64.89 | | 55.30 |
| Capacity reduction, % | | | | | 20.74 | | 35.11 | | 44.70 |

Case II: Maximum temperature level of 3500C

| Sample | | @Normal room Temperature | | 1 hr after Heating @350 ^o C | | 2 hrs after Heating @350 ^o C | | 3 hrs after Heating @ 350 ^o C | |
|--|------------------------|--------------------------|---------------------|--|---------------------|---|---------------------|--|---------------------|
| | Area (m ²) | Comp Load (KN) | Comp Strength (MPa) | Comp Load (KN) | Comp Strength (MPa) | Comp Load (KN) | Comp Strength (MPa) | Comp Load (KN) | Comp Strength (MPa) |
| 1 | 0.0177 | 377 | 21.299 | 111 | 6.27 | 87 | 4.92 | 65 | 3.67 |
| 2 | 0.0177 | 373 | 21.073 | 105.6 | 5.96 | 85.4 | 4.82 | 66.4 | 3.75 |
| 3 | 0.0177 | 368 | 20.791 | 109 | 6.10 | 88.6 | 5.00 | 64.8 | 3.66 |
| Average stress, MPa | | | 21.005 | | 6.11 | | 4.91 | | 3.69 |
| Ave stress: stress @ normal room temp. % | | | | | 29.09 | | 19.09 | | 17.14 |
| Capacity reduction, % | | | | | 70.91 | | 80.91 | | 82.86 |

Case II: Maximum temperature level of 3500C

| Sample | | @Normal room Temperature | | 1 hr after Heating @400 ^o C | | 2 hrs after Heating @400 ^o C | | 3 hrs after Heating @ 400 ^o C | |
|--|------------------------|--------------------------|---------------------|--|---------------------|---|---------------------|--|---------------------|
| | Area (m ²) | Comp Load (KN) | Comp Strength (MPa) | Comp Load (KN) | Comp Strength (MPa) | Comp Load (KN) | Comp Strength (MPa) | Comp Load (KN) | Comp Strength (MPa) |
| 1 | 0.0177 | 377 | 21.299 | 45 | 2.54 | 38.9 | 2.19 | 17.3 | 0.97 |
| 2 | 0.0177 | 373 | 21.073 | 44.75 | 2.52 | 39.3 | 2.22 | 16.8 | 0.94 |
| 3 | 0.0177 | 368 | 20.791 | 45.2 | 2.55 | 38.2 | 2.15 | 17.2 | 0.97 |
| Average stress, MPa | | | 21.005 | | 2.54 | | 2.19 | | 0.96 |
| Ave stress: stress @ normal room temp. % | | | | | 12.09 | | 10.43 | | 4.57 |
| Capacity reduction, % | | | | | 87.91 | | 89.57 | | 94.43 |

Figure 1 shows that the compressive strength of RHA concrete having 20% RHA replacement to ordinary Portland cement is continuously decreasing after exposure to high temperature. The relationship between the temperature and the compressive stress f'_c for 3000C is $f'_c = -2.515T + 18.99$. The compressive strength for temperature of 3000C for 1 hour, 2 hours and 3 hours is 16.65 MPa, 13.63 MPa and 11.62 MPa respectively. The compressive strength for temperature of 3500C are: for

1 hour 6.11 MPa , for 2 hours, 4.91 MPa and 3.69 MPa for 3- hour exposure. The relationship is expressed as $f'_c = -1.21T + 7.323$. For temperature of 4000C the results are: for 1 hour the compressive strength is 2.54 MPa , for 2 hours the compressive strength is 2.19 MPa and 0.96 MPa for 3-hour exposure. For this graph the equation of the line is $f'_c = -0.79T + 3.4767$.

The graph shows an abrupt decrease of compressive strength between 3000C and 3500C for one hour, two hour, and three- hour exposure. The same happened between 3500C and 4000C for one hour, two hour, and three-hour exposure.

The test results indicated that as the temperature increases the decrease of compressive strength continues. It further indicated that the temperature affects the load carrying capacity of the RHA concrete. As the temperature increases the color of the RHA concrete becomes lighter and some voids were seen

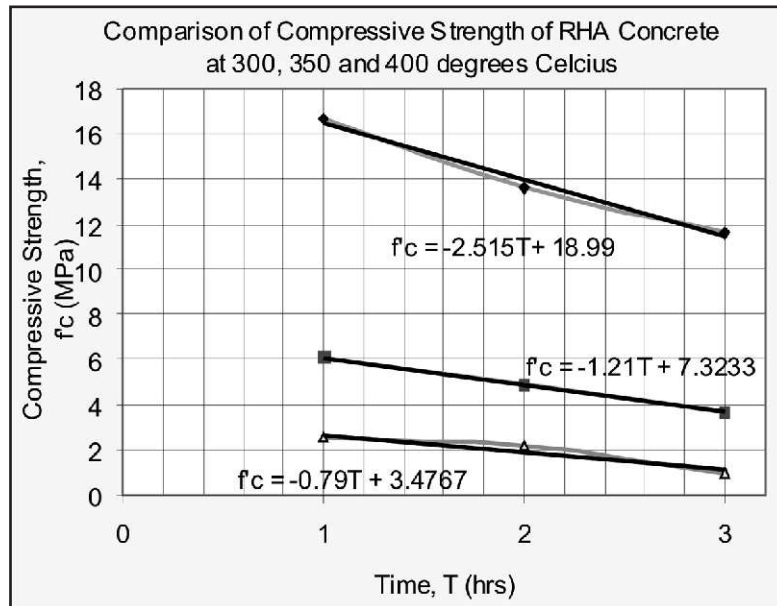


Figure 1-Comparison of Compressive Strength of RHA Concrete Exposed at Different Temperature with T= 3000C for the topmost graph; T= 3500C for the middle graph and T= 4000C for the bottom graph

The same percentage of replacement of RHA to ordinary Portland cement was used in Class A mixture for concrete sample for the compressive strength test, the standard of the DPWH which is 20.70 MPa.

Summary of Findings (San Jose 2007)

Based on the experimental data gathered and analyzed, the findings of the study are summarized as follows:

- The average slump of the RHA concrete is 112 mm and satisfied the standard of ASTM – i.e. 100 mm to 150 mm.
- The compressive strength of RHA concrete having a 20% RHA cement replacement to ordinary Portland cement, 28 days cured, has an average of 21.005 MPa. It is 1.45% higher than the compressive strength of 20.7 MPa for ordinary Class A concrete without RHA based on the standard of the Philippines Department of Public Works.
- The compressive stress resistance capacity of the cylindrical test specimens decreases from 20.74% to 44.70 % as the heating time exposure at 3000C increases from zero to three hours; decreases from 70.91% to 82.86% as the heating time exposure at 3500C increases from zero to three hours; and, decreases from 87.91% to 94.43% as the heating time exposure at 4000C increases from zero to three hours.

·The compressive stress resistance capacity of the cylindrical test specimens decreases as they are heated to high temperatures for a sustained length of time up to three hours, i.e. for temperature at 3000C, capacity reduction is 44.70%; at 3500C, it is 82.86%; and, at 4000C, it is 94.43 %.

CONCLUSIONS

The compressive strength capacity of RHA concrete continues to decrease as time of heating increases under a given temperature. Moreover, as the magnitude of the temperature increases, the compressive strength capacity further decreases.

The physical appearance of the cylindrical samples heated to 3000C or more start to change after 2 hrs of exposure. Its color becomes lighter and some voids were more visible. For the temperature 3500C and 4000C, the physical appearance starts to change after one (1) hour – the color becomes lighter and some voids are visible.

REFERENCES

- 1-ASTM C39. 1996. Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- 2-ASTM C127-07. 2007. Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- 3-ASTM C128-07a. 2007. Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- 4-ASTM C192 / C192M – 07. 2007. Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- 5-Choeypunt, C.; Nimityongskul, P. and Robles-Austriaco, L. 1989. Rice Husk Ash Cement for Ferrocement. *Journal of Ferrocement*. 19(.2): 129-134.
- 6-Department of Public Works and Highways. 1995. Technical Handbook Cracks of Concrete Structures. Manila: Japan International Cooperation Agency.
- 7-Mac Gregor, J. G. 1997. Reinforced Concrete Mechanics and Design. N.J.: Prentice Hall Inc.
- 8-Neal, J.A., Ferguson, P.M. 1958. Reinforced Concrete Fundamental, 3rd ed. US: John Wiley and Sons Inc.
- 9-Nimityonskul, P., Robles-Austriaco, L., and Qadeer, Shanket. 1992. Production of the Rice Husk Ash Using Ferrocement Incinerator. Bangkok, Thailand: International Ferrocement Information Center.
- 10-San Jose, Manolito, S. 2007. An Investigation on the Effects of High Temperature on the Strength of Rice Husk Ash Concrete. Angeles University Foundation Graduate School. Unpublished Master Thesis.

PROPERTIES OF POLY(VINYL ALCOHOL) FIBER REINFORCED HIGH-PERFORMANCE ORGANIC AGGREGATE CEMENTITIOUS MATERIAL

H. Toutanji¹ and B. Xu¹

ABSTRACT

This study focuses on the development of a lightweight high-performance cementitious composite material which is reinforced with Poly(vinyl alcohol) (PVA) fiber and contains Poly(vinyl butyral) (PVB) as the sole aggregate. Mechanical properties such as compressive and flexural strengths, impact resistance, and fracture toughness are evaluated. PVB composite produces low average density concrete of 1548 kg/m³ and a compressive strength of about 40 MPa. The addition of PVA fiber improves ductility, fracture toughness and impact resistance with fiber volume fractions. In general, the increase in fracture toughness is found to be linear with increasing fiber volume fraction, whereas the increase associated with the impact resistance is non-linear.

INTRODUCTION

Prior research has shown that by employing Poly(vinyl butyral) (PVB) powder as a total replacement for aggregate and using PVA fiber as reinforcement, cementitious composite materials display strong interactions at the molecular level; resulting in improved ductility, impact resistance, fracture toughness and impact resistance, with increasing fiber volume fraction [1,2]. Previous study shows that the interfacial transition zone (ITZ), which is characterized by the prevalence of calcium hydroxide and a higher porosity, is the weakest region that controls many important properties of concrete such as strength, permeability, and durability [3]. During curing of concrete, an area between the bulk cement paste and the aggregate forms which is more porous, less mineralized, and has fewer packed cement particles [4]. The space around the aggregates is less effectively filled by hydration products, and at the same time there is greater tendency for CH (Ca(OH)₂) and ettringite to develop in this space. This unfilled space or wall effect in the ITZ has been confirmed by many researchers characterizing the microstructure of the ITZ and the hydration progress in the ITZ. Methods have been studied to improve the aggregate/matrix bonding in ITZ, such as reducing the size of the aggregates [5,6], using basalt and quartzite as aggregates [7], or replacing the cement by certain amount of ultrafine additions such as silica fume and metakaolin [8]. However, these methods are limited since they do not significantly increase the interactions between the atoms and molecules and for the most part involve siliceous aggregates. We chose to use a non siliceous organic aggregate with a different chemistry than standard aggregates and asked if we saw different types of mechanical effects which could be interpreted as alterations in the ITZ such as toughness. In addition to the aggregate/matrix interface, fiber/matrix debonding by shear type of deformation and fiber sliding wear are the dominant failure mechanisms. Although, steel and glass have high tensile strength, both of them have lower bond strength with concrete and mortars due to the poor bonding at the interface. It is of interest therefore to produce a cement-based composite in which the aggregate, the fiber and the matrix could all interact chemically.

¹-Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alabama in Huntsville, Huntsville, AL, USA

Both PVB and PVA contain chemical features which may affect the bonding properties between paste and aggregate. For example, hydroxyl groups which have the potential to form hydrogen bonds between molecules, or within different parts of a single molecule. This special feature could provide remarkable changes in the surface bond strength, not only between the aggregate and the matrix, but also between the fiber reinforcement and the matrix and aggregates.

SAMPLE PREPARATION AND TESTING METHODS

The water to cementitious material ratio of all groups is kept at constant of 0.4. The fiber volume fraction V_f are varied from 0 to 0.9% in each group. For the normal weight concrete, the cement to sand ratio is 1:3. For the lightweight concrete, the density is about 1500 kg/m³, which is almost the same as the PVB composite mix. The cement used is ASTM Type I normal Portland cement. The metakaolin (MK) conformed with the ASTM C-618. Class N Specifications for Natural and Calcined Pozzolans. Sika ViscoCrete 2100 superplasticizer is used which meets the requirements for ASTM C-494 Types A and F. The Poly(vinyl butyral) (PVB) is Mowital B75H and Butvar B-79. Mowital is produced by Kuraray Specialities Europe (KSE). Butvar B-79 is provided by Solutia Inc. The poly(vinyl alcohol) (PVA) fibers used were manufactured by Kuraray Co. Ltd of Japan (see Table 1).

Table 1: Mechanical properties of PVA fibers [9]

| Tensile strength (MPa) | Elastic modulus (MPa) | Gravity |
|------------------------|-----------------------|---------|
| 1.23×10^3 | 2.95×10^4 | 1.3 |

RESULTS AND DISCUSSION

Compressive Strength

As shown in Figure 1, PVB composite, placed with no fiber (M1), has an average compressive strength of 37.7 MPa with density about 1500 kg/m³ and water to cementitious ratio of 0.4. Compared with the lightweight concrete (L1) of 13.4 MPa with the same density and water to cementitious ratio, and the normal weight concrete (N1) at 27.1 MPa with density about 2500 kg/m³ and same water to cementitious ratio of 0.4, PVB composite shows better compressive strength. Figure 2 shows the compressive strength of PVB composite (M1) with time. The results shows that compressive strength slightly increased with curing time, however, the increase in strength seems insignificant after 60 days.

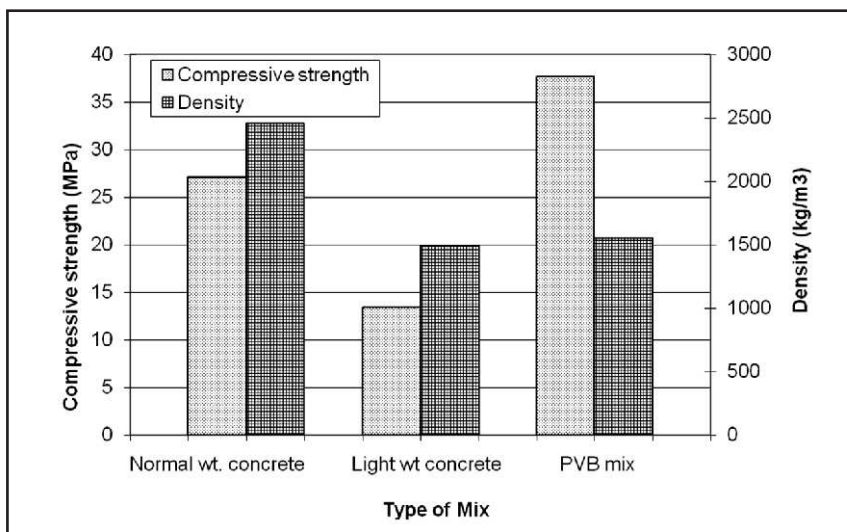


Figure 1. Comparison of the compressive strength and density

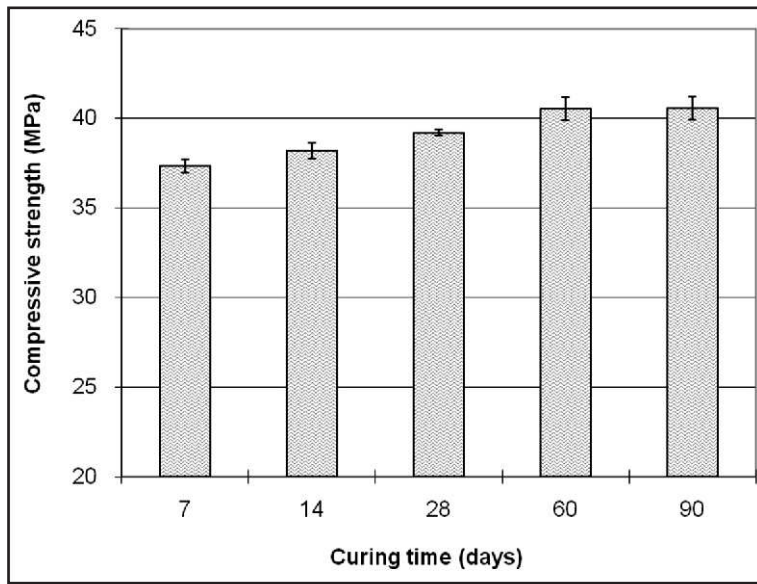


Figure 1. Comparison of the compressive strength and density

Effect of PVA Fibers on Flexural Load-Deflection Curves

The addition of fiber to the PVB composite material caused an increase in the ultimate flexural load and deflection. The PVB composite shows higher improvement in both ultimate flexural load and deflection than lightweight concrete by the addition of PVA fiber. Toughness (ductility) is generally defined as energy adsorption capacity. It is calculated from the area under the load-deflection curve. The value is estimated by integrating the area under the load-deflection curve up to the point of collapse. It can be seen that PVB composite has a higher flexural toughness compared with the lightweight concrete. The higher flexural toughness in the PVB composite is contributed by the higher bond at the interface between PVB aggregate and cement matrix, as well as the interface between PVA fiber, cement matrix and PVB aggregate which is not existed in the regular lightweight concrete. The improvement in flexural strength is attributed to the reinforcing effect created by the PVA fibers. Figure 3 shows a photograph of the fracture surface in a specimen that contained fibers. Many of the fibers remained intact, indicating that they pulled away from the matrix, as opposed to rupturing along their length. Redon et al. [10] demonstrated that oil coating of fibers can improve the ductility with lower interfacial bond values. Better ductility with higher interfacial bond value is obtained in this research, which implies that ductility is coming from a different mechanism not only the fiber slippage.

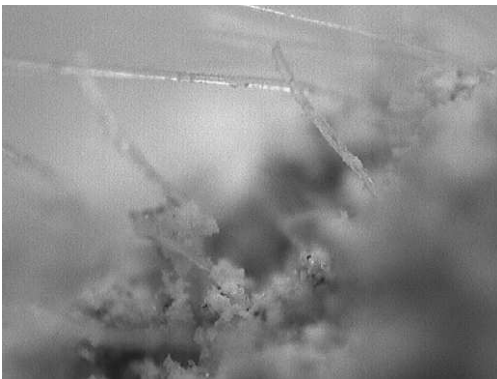


Figure 3. Fibers remain intact along the fracture surface

Effect of PVA Fiber on Fractural Toughness

The fracture toughness increased with the fiber volume fraction. The rate of improvement is 37%, 77% and 108%, depending on the fiber volume fraction. Compared with the fracture toughness of lightweight concrete and normal weight concrete placed with no fiber, PVB composite has slightly higher fracture toughness. But the improvement of fracture toughness by the addition of PVA fiber is significant compared with the two groups at the same fiber volume fraction. It shows that in the PVB composite, there is a higher bond strength at the interface between fiber and the surrounding matrix. The increase in fracture toughness is found to be linear with increasing fiber volume fraction as shown in Figure 4.

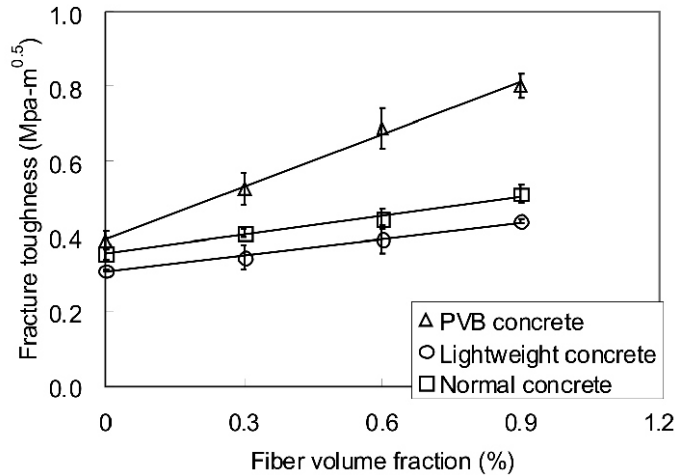


Figure 4. Fracture toughness with fiber volume fraction

Effect of PVA Fiber on Impact Resistance

The impact energy increases with the addition of the PVA fiber. Comparing with the lightweight concrete and normal weight concrete, the improvement of impact energy is more significant in the PVB composite, which shows a nonlinear increased with the addition of fiber (Figure 5). The figure shows that the PVB composite matrix has a better impact resistance with addition of PVA fiber.

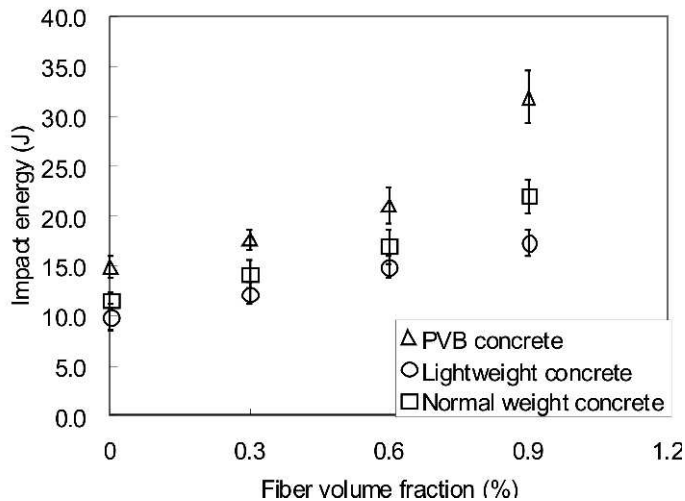


Figure 5. The impact energy with the fiber volume fraction

CONCLUSION

Several conclusions can be drawn from this study:

1. PVB cementitious composite, placed with no fiber, has higher compressive strength, flexural strength, fracture toughness and impact resistance but lower density than the lightweight concrete and normal weight concrete of the same water to cementitious ratio. This implies that PVB, when used as an aggregate, bonds very well with the cement matrix. This is attributed to the fact that PVB contains hydroxyl groups which have the potential to form hydrogen bonds between molecules. Additional effects on the cement matrix itself may occur through available ether group interactions which may alter the cement matrix structure or nucleation reaction.
2. Compared with the lightweight concrete and normal weight concrete, the addition of PVA fiber exhibited a higher flexural strength, fracture toughness and impact resistance. With the addition of the same volume fraction of PVA, the flexural strength, fracture toughness and impact resistance of PVB is better than those properties associated with lightweight and normal concretes. This implies that the PVB composite has a higher bond at the fiber/matrix interface.
3. The increase in fracture toughness is found to be linear with increasing fiber volume fraction whereas the increase associated with the impact resistance is non-linear. Significant improvements in both of these parameters indicate that chopped fibers can play important roles in resisting dynamic loads.
4. PVB/PVA fiber cementitious composites have almost twice the fracture toughness of regular fiber cement mortars despite having almost half the density.

REFERENCE

- 1-Lavin, T., Toutanji, H., Xu, B., Ooi, T., Biszick, K. and Gilbert, J. Matrix Design for Strategically Tuned Absolutely Resilient Structures (STARS). Proceedings: SEM XI International Congress & Exposition on Experimental and Applied Mechanics, Orlando, FL, June 2-5, 2008, Paper No. 71.
- 2-Toutanji, H., Xu, B., Gilbert, J. and Lavin, T. Fracture toughness model for poly(vinyl alcohol) fiber reinforced high-performance cementitious material. Proceedings: 8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete, Tokyo, Japan, October 27-29, 2008, Paper No.133.
- 3-Breton, D., Carles-Gibergues, A. Ballivy, G., and Grandet, J. Contribution to the formation mechanism of the transition zone between rock-cement paste. *Cem. Concr. Res.* 1993, Vol. 23, 335-346.
- 4-Richard, J.S. Purifying Proteins for Proteomics: A Laboratory Manual. CSHL Press, Cold spring harbor, New York. 2004, 73.
- 5-Akçaoğlu, T., Tokyay, M., and Çelik, T. Effect of coarse aggregate size on interfacial cracking under uniaxial compression. *Materials Letters*, 2002, 57(4): 828-833.
- 6- Akçaoğlu, T., Tokyay, M., and Çelik, T. Effect of coarse aggregate size and matrix quality on ITZ and failure behavior of concrete under uniaxial compression. *Cement and Concrete Composites*, 2004, 26(6): 633-638.
- 7-Tasong, W.A., Lynsdale, C.J., and Cripps, J.C. Aggregate-cement paste interface: Part I. Influence of aggregate geochemistry. *Cem. Concr. Res.* 1999, Vol. 29, 1019-1025.
- 8-Bentz, DP. Influence of silica fume on diffusivity in cement-based materials. II. Multi-scale modeling of concrete diffusivity. *Cement and Concrete Research*, 2000, 30(7): 1121-1129.
- 9-Zheng, ZH. and Feldman, D. Synthetic fiber-reinforced concrete, *Prog. polym. sci.*, 1995, Vol. 20, pp. 185-210.
- 10-Redon, C., Li, VC, Wu, C, Hoshiro, H, Saito, T. and Ogawa, A. Measuring and modifying interface properties of PVA fibers in ECC matrix, *J Mater Civil Eng (ASCE)*, Nov/Dec (2001), pp. 399-406.

EFFECTO DE LA ADICIÓN DE CENIZA VOLANTE SOBRE LA RESISTENCIA QUÍMICA A SULFATOS DE CEMENTOS

Daniela Eugenia Ángulo ¹, Silvia Izquierdo García ¹, Arbey Cerón ¹, Marcos Contreras ¹, Ruby Mejía de Gutiérrez ²

RESUMEN

La presente investigación estudia la resistencia química a sulfatos de pastas de cemento portland adicionado con una ceniza volante (CV) proveniente de una caldera industrial. La ceniza volante se caracterizó químicamente mediante fluorescencia de rayos X y se determinó su tamaño y distribución de partícula por granulometría laser. Se prepararon pastas de cemento portland en el rango del 0 al 60% de CV, como sustitución parcial del cemento. Las pastas se expusieron a sulfato de sodio (Na_2SO_4 , 50g/L) acorde a la norma ASTM C1012 y se evaluó su resistencia química, mediante la medida de la expansión longitudinal y el efecto de este agente agresivo sobre la resistencia mecánica, tomando como referencia pastas curadas en agua a las mismas edades de ensayo. Los resultados obtenidos hasta edad de 90 días de curado muestran incrementos resistentes en las pastas adicionadas inmersas en el medio de sulfatos, destacándose aquellas adicionadas con un 30% de CV. En el ensayo de expansión, los especímenes con porcentajes superiores al 30% CV reportan valores inferiores al 1% a edades hasta de 365 días. Cabe resaltar el excelente desempeño de la adición, considerando que presenta un elevado contenido de inquemados (16.8%) y un tamaño de partícula del orden de 58,65 μm . Se complementa este estudio con un registro fotográfico de las probetas a las diferentes edades de ensayo y la caracterización micro-estructural por técnicas de difracción de rayos X y microscopía electrónica de barrido de los productos generados en la reacción entre los componentes del cemento y el medio agresivo.

Palabras Claves: cenizas volantes, cementos adicionados, resistencia química, sulfatos, durabilidad.

INTRODUCCIÓN

La durabilidad de los concretos ha sido un tema de gran importancia y consideración en los últimos años especialmente en aplicaciones que se encuentran en ambientes agresivos las cuales requieren una larga vida útil. Dentro de los principales factores que inducen a la reducción de la durabilidad se pueden mencionar los repetidos ciclos de hielo-deshielo (asociados únicamente a países que presentan estaciones), la reacción álcali-agregado, la abrasión mecánica, la corrosión del acero de refuerzo estructural y el ataque químico. Este último ha sido clasificado en función del mecanismo y agente que gobierna el deterioro del material, e incluye, entre otros, la carbonatación, el ataque por cloruros y el ataque por sulfatos (ACI201).

ANTECEDENTES

El ataque de sulfatos es un proceso destructivo que actúa sobre estructuras expuestas a fuentes externas o internas de sulfatos y se debe a la interacción físico-química entre los minerales de la pasta

1-Ingeniero de Materiales, Universidad del Valle, Cali, Colombia.

2-Profesor Titular, Ph.D, Grupo de Materiales Compuestos, CENM, Escuela de Ingeniería de Materiales, Universidad del Valle, Cali, Colombia.

de cemento hidratada y los iones sulfato del medio, los cuales se consideran los aniones más agresivos para el concreto y pueden ser de origen natural, biológico o industrial. Por estas razones el daño causado por este tipo de iones ha sido objeto de investigación a través de los años y en especial se ha estudiado el mecanismo de deterioro y los métodos para combatirlo. El ataque de este ion se evidencia a través de la expansión, agrietamiento, y descomposición de los productos resultantes de la hidratación del cemento, con la consecuente pérdida de masa y de propiedades mecánicas del material. Según sea la fuente de sulfatos o la condición del medio, puede darse la formación de etringita, yeso o taumasita. La formación de etringita puede originarse a partir del yeso y el monosulfato (Ecuación 1) lo cual genera un aumento del volumen sólido del medio endurecido, dando lugar a expansiones y deterioro del concreto.



El control del ingreso de los sulfatos y su acción se logra mediante el uso de un cemento con nivel de C3A reducido y con contenido en Ca(OH)₂ moderado, adicionalmente controlando la permeabilidad del concreto y en especial su porosidad capilar. En este sentido, la incorporación de materiales cementicios suplementarios es considerada una forma de control de la acción de los sulfatos, al mismo tiempo que conducen al mejoramiento de otras propiedades. Entre estas se ha investigado la utilización de la ceniza volante, la escoria de alto horno, el humo de sílice, el metacaolín, entre otros.

Específicamente, la ceniza volante (CV) es un subproducto obtenido en la generación de electricidad a partir de carbón en las plantas termoeléctricas y calderas de diferentes industrias; su composición físico-química y sus características de calidad dependen del tipo de carbón que le preceda (el cual puede ser antracítico, bituminoso o lignítico), y del proceso del cual se obtenga (temperatura de combustión, finura del carbón, tiempo de residencia de este en el horno, sistema de recolección, entre otros). Debido a sus propiedades puzolánicas pueden llegar a contribuir de manera positiva en el mejoramiento de una o varias de las propiedades reológicas, mecánicas o de durabilidad del concreto. La CV reacciona con el hidróxido de calcio (Ca(OH)₂) procedente de la hidratación del cemento y da origen a silicatos y aluminatos cálcicos hidratados, al generar mayor cantidad de gel de CSH (tobermorita) contribuye a la densificación del concreto, la reducción del tamaño de los poros y en función de su tamaño de partícula también puede actuar como micro-agregado (filler). Cabe anotar que, la ceniza volante se ha convertido en uno de los desperdicios sólidos de mayor volumen en el mundo (aproximadamente más de 600 millones de toneladas reportadas) debido fundamentalmente al incremento en la demanda energética a nivel mundial de la combustión de carbón en las plantas térmicas; precisamente por esta razón es ahora uno de los subproductos mas estudiado por numerosos grupos a nivel mundial y objeto de numerosas conferencias internacionales.

Este documento presenta los resultados obtenidos del estudio del comportamiento en presencia de sulfatos de un cemento adicionado en proporciones hasta de un 60% de una ceniza volante, procedente de una caldera industrial, cuyo contenido en inquemados es superior al especificado en las normas ASTM.

Metodología experimental

Materiales y Mezclas

En el presente estudio se utilizó una ceniza volante (CV), proveniente de una caldera industrial de la región y un cemento portland tipo I, OPC; la composición química de estos materiales se presenta en la Tabla 1. Se observa que alrededor de un 76% de la composición de CV corresponde a la suma de los contenidos de óxidos de SiO₂, Al₂O₃ y Fe₂O₃ y además contiene un porcentaje menor al 10% de CaO, por lo que según las especificaciones de la norma ASTM C618 esta ceniza se puede clasificar como tipo F; sin embargo, el contenido de carbón no quemado es del 16,82%, valor superior al 6% especificado por la misma norma. El tamaño de partícula promedio de CV, determinado por Granulometría Láser, fue de 58,65µm. En la Figura 1 se presenta el difractograma de rayos X (DRX) de CV, en el cual se aprecia que esta es parcialmente amorfa, se destaca la presencia de componentes cristalinos tales como cuarzo (Q) y mullita (M). Para la realización de los ensayos se prepararon pastas

OPC+CV, donde la ceniza fue incorporada en proporciones del 0%, 15%, 30%, 45% y 60%, como reemplazo del cemento portland. La relación Agua/Cementante (a/C) se determinó por medio del ensayo de consistencia normal (ASTM C187) y fluctuó en un rango de 0,27 a 0,53, acorde a la proporción de la adición, tal como se puede observar en la Tabla 2; en esta misma tabla se incluye el tiempo de fraguado para cada una de las mezclas evaluadas (ASTM C191). Estos resultados muestran que a medida que se incrementa el contenido de CV en la pasta, incrementa a su vez el requerimiento de agua y el tiempo de fraguado de las mezclas, esto se puede atribuir en alto grado a la elevada proporción de carbón presente en la adición.

| Material | Propiedades Físicas | Composición Química (%) | | | | | |
|----------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------|------|----------------------|
| | Tamaño Part. Prom. (µm) | SiO ₂ | Al ₂ O ₃ | Fe ₂ O ₃ | CaO | MgO | Perdida al Fuego (%) |
| Cemento | 15,50 | 21,17 | 6,02 | 4,06 | 55,44 | 1,33 | 7,84 |
| Ceniza Volante | 58,65 | 43,02 | 26,88 | 6,81 | 2,94 | 1,37 | 16,82 |

Tabla 1: Composición química y características de la ceniza volante y cemento Portland tipo I

| Ensayo | Mezclas | | | | |
|----------------------|---------|------|------|------|------|
| | Patrón | CV15 | CV30 | CV45 | CV60 |
| Relación a/C | 0.27 | 0.31 | 0.38 | 0.45 | 0.53 |
| Tiempo deFraguado | | | | | |
| Tiempo inicial, min. | 135 | 174 | 265 | 325 | 370 |
| Tiempo Final, min. | 210 | 250 | 345 | 410 | 520 |

Tabla 2: Relaciones a/C y tiempos de fraguado

Ensayos mecánicos y de durabilidad

Se realizaron ensayos mecánicos y de resistencia química a los sulfatos. En el primer caso, se evaluó la resistencia mecánica a compresión, acorde a la Norma ASTM C109, a edades de 7, 28, 60 y 90 días de curado normal. El ensayo de desempeño en sulfatos se realizó exponiendo las probetas, después de 28 días de curado normal en agua, a una solución de sulfato de sodio al 5% (Na₂SO₄, 50g/L), basados en el procedimiento establecido en la norma técnica ASTM C1012. El efecto de los sulfatos se determinó mediante la medida de la expansión longitudinal, por períodos de 15 días, a edades hasta de 365 días. Complementariamente se determinó la resistencia mecánica a 60 y 90 días de exposición y se caracterizaron e identificaron los compuestos formados en la reacción de los componentes del cemento con el ambiente agresivo, por medio de difracción de rayos X (DRX) y microscopía electrónica de barrido (SEM). Adicionalmente se realizó un registro fotográfico de las probetas a las diferentes edades de ensayo.

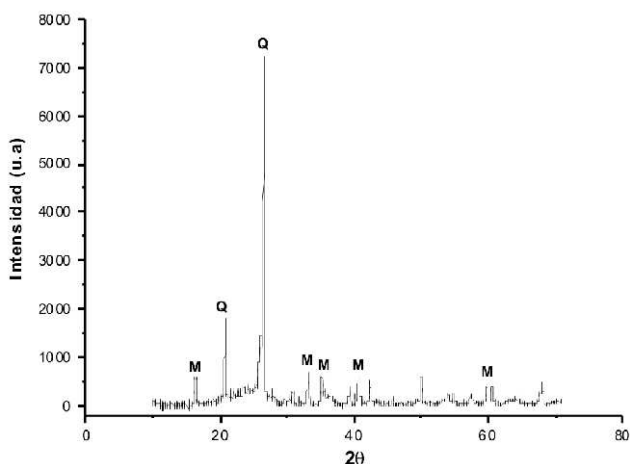


Figura 1-Difractograma de la ceniza volante. Q: Cuarzo; M: Mullita

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Ensayos de Expansión

La Figura 2 muestra los resultados obtenidos del ensayo de expansión realizado con base en la norma ASTM C1012 sobre muestras cilíndricas con y sin adición de ceniza volante, inmersas en una solución de Na_2SO_4 a concentración de 50 g/L y temperatura de 25°C, el pH de la solución se mantuvo entre 6 y 8 a lo largo del ensayo.

Las muestras patrón y con adición de 15% de CV mostraron las mayores expansiones durante la totalidad del ensayo, con valores de 2 y 1,98% respectivamente. Un comportamiento diferente se presentó en las muestras con mayores porcentajes de adición de CV, comportamiento que concuerda con lo citado por algunos autores. Así, al aumentar el contenido de CV disminuyen drásticamente los cambios dimensionales, en particular con un 45 y 60% de adición donde se obtienen máximos de expansión de 0,44 y 0,3%, respectivamente. Esto coincide con los resultados obtenidos en la investigación realizada en el cual concluyen que la adición de CV aumenta la resistencia química frente a este medio. Explican que este comportamiento se da debido a la disminución en la capacidad de absorción de las pastas o concretos de cemento adicionados con CV comparadas con las no adicionadas gracias a la disminución y consumo del hidróxido de calcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) y la correspondiente formación de mayor cantidad de gel de tobermorita (CSH) como resultado de la reacción puzolánica, produciendo un refinamiento de los poros y una estructura densa, menos permeable y menos susceptible a la formación de compuestos expansivos, le atribuyen este efecto positivo, además de lo anterior, al efecto de dilución inducida por la sustitución parcial del cemento ya que esto implica una reducción notable en el contenido de C3A.

Inspección visual

Conjuntamente al ensayo de expansión y caracterización mineralógica se realizó un seguimiento fotográfico del proceso de degradación de las pastas de cemento con y sin adición de CV registrando los cambios físicos ocurridos en las muestras durante el tiempo de exposición en la solución de sulfato de sodio (5%). En este se observó el inicio del deterioro de las muestras patrón con el desmoronamiento de los bordes de los cilindros, además de unas pequeñas fisuras en las muestras de CV15 a los 60 días de exposición en este medio (Figura 3). A los 90 días de inmersión en la solución se observa la aparición de leves fisuras en las muestras CV30, además de un mayor deterioro de las muestras patrón con apariencia onionskin (Figura 4). Al finalizar el ensayo (259 días) el deterioro en los cilindros Patrón, CV15 y CV30 es mucho más evidente, a comparación de los cilindros de CV45 y CV60 en los cuales no se observa el inicio de esta degradación (Figura 5).

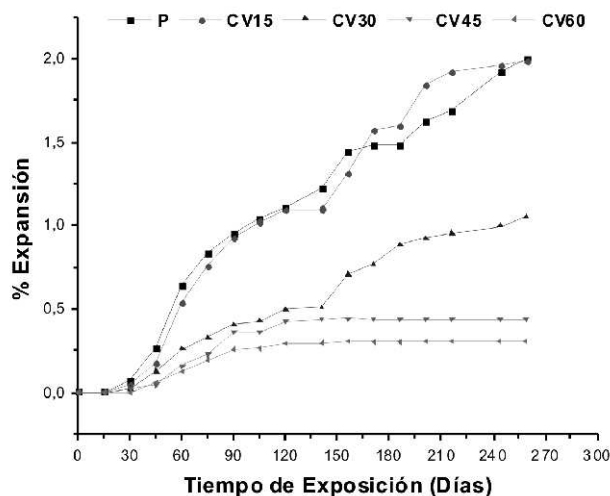


Figura 2-Gráfico de expansión vs tiempo de exposición en el medio sulfatos

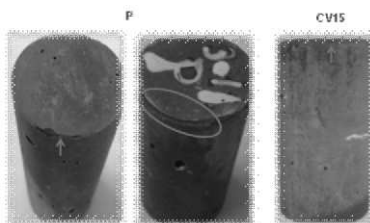


Figura 3-Muestras patrón y CV15 a los 60 días de inmersión



Figura 4-Muestras patrón y CV30 a los 90 días de inmersión



Figura 5-Muestras patrón y CV15, CV30, CV45 y CV60 a los 259 días de inmersión

Pérdida de propiedades mecánicas

En la Figura 6 se presentan los resultados del desarrollo de la resistencia mecánica a la compresión de los diferentes morteros adicionados hasta una edad de 90 días de curado normal bajo agua. La mayor resistencia a la compresión fue exhibida por los materiales con adición del 15% de CV a lo largo del tiempo de curado, alcanzando una resistencia de 37,19 MPa a la edad de 90 días. Los materiales con 45% y 60% de CV presentaron resistencias inferiores a las reportadas por los morteros sin adición en las primeras edades, posteriormente a edad de 90 días los morteros CV45 superan la resistencia presentada por las muestras de referencia (100% OPC), esto se debe a que el efecto de la ceniza volante en la microestructura se intensifica a mayor tiempo de curado. La precipitación de Ca(OH)_2 y del gel CSH sobre la superficie de las esferas de las cenizas, puede ser un impedimento para el desarrollo de su reactividad puzolánica, sin embargo, dependiendo del grado de alcalinidad de la fase acuosa, la parte vítrea de las cenizas se irá disolviendo, activándose así la reactividad puzolánica.

Los resultados de resistencia mecánica a compresión de los diferentes morteros adicionados luego de

su exposición al medio de sulfatos (Figura 6), evidencia que los morteros sin adición (patrón), presentan disminución en su resistencia mecánica a lo largo del tiempo de exposición en comparación a los morteros con adición de ceniza volante los cuales exhiben un incremento en sus resistencias, este comportamiento es debido a la mayor disponibilidad de portlandita (CH) en los morteros patrón, la cual reacciona con los iones $\text{SO}_4^{=}$ para dar origen a la etringita, ocasionando agrietamiento en la estructura y un incremento en la porosidad. Concuera esto con la mayor expansión observada en la Figura 5 para las pastas de OPC.

En general, las pastas con adición de ceniza volante no fueron afectadas por el ataque del ion sulfato ($\text{SO}_4^{=}$), excepto CV15 a 90 días cuya resistencia se redujo ligeramente con respecto a las muestras curadas bajo agua a la misma edad. El mejor comportamiento lo presentaron los materiales con 30% de CV, los cuales obtuvieron la mayor ganancia de resistencia a lo largo del desarrollo del ensayo. Este incremento en la resistencia mecánica de los morteros adicionados con CV coincide con los resultados reportados por , quienes atribuyen este comportamiento a la activación de la reacción puzolánica en este medio, lo que se refleja en la reducción en el contenido de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ y el refinamiento en la estructura de poros, mejorando la permeabilidad del material .

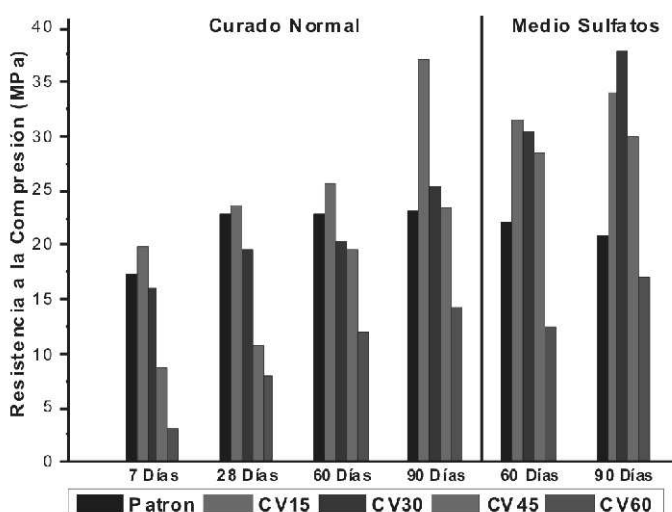


Figura 6-Resistencia a la compresión a 28, 60 y 90 días de exposición a sulfatos.

Caracterización mineralógica

Para evaluar los tipos de productos formados en la reacción de los cementos adicionados con el medio de sulfato de sodio se prepararon pastas, las cuales se sumergieron durante 167 días en este medio. La Figura 7 presenta el difractograma de rayos X de los diferentes cementos adicionados y el cemento referencia. En el cemento sin adición se observa la presencia de alita (C_3S) y aluminato tricálcico (C_3A) en mayor proporción. Al observar el pico correspondiente a la portlandita en las diferentes mezclas, se aprecia una reducción a medida que se incrementa el porcentaje de adición de CV, este comportamiento es debido al consumo de la portlandita del cemento en la reacción puzolánica de los compuestos aluminosilicatos de la ceniza volante, este comportamiento también fue reportado por .

También se aprecia un incremento en la formación de productos de reacción como etringita y yeso en los cementos adicionados con CV, atribuible a la reacción con los iones $\text{SO}_4^{=}$ del medio agresivo . Se observan otras fases como mullita y cuarzo, presentes originalmente en la adición de CV, esto se corrobora en el análisis químico y la presencia de carbonato de calcio (CC), este último debido al tipo de cemento utilizado ya que es adicionado con este material.

En la Figura 8 se presentan las micrografías SEM de las pastas de cemento referencia y adicionadas con CV expuestas durante 167 días a la solución de sulfato de sodio (Na_2SO_4). Estas micrografías

confirman la presencia de los productos de reacción encontrados en el análisis por difracción de rayos X. En las pastas de cemento referencia se observan pequeñas agujas, indicando la formación de etringita, sin embargo en las pastas adicionadas con CV se observa una mayor cantidad de esta fase a medida que se incrementa el porcentaje de adición al cemento, debido a su mayor contenido de Al_2O_3 .

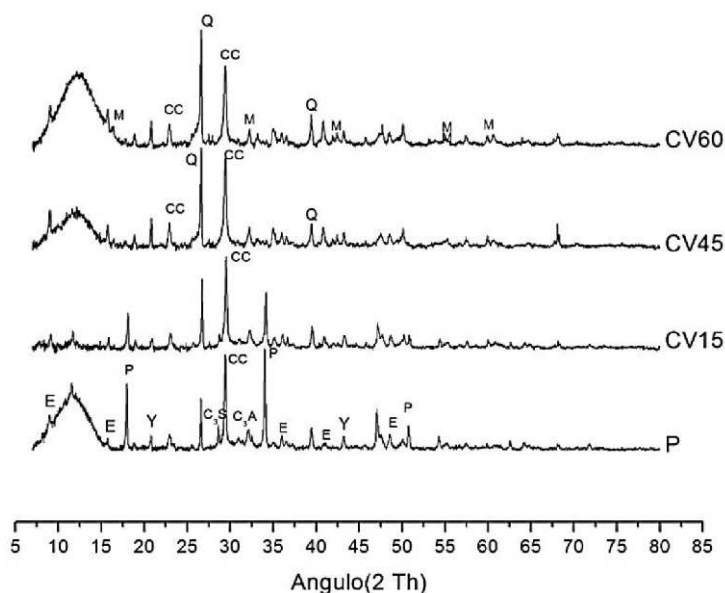


Figura 7-Difractograma de rayos X para las pastas después de 167 días expuestas a sulfatos (Na_2SO_4).
C3S: silicato tricálcico, C3A: aluminato tricálcico, P: portlandita, E: etringita, Y: yeso,
CC: carbonato de calcio, Q: cuarzo y M: mullita

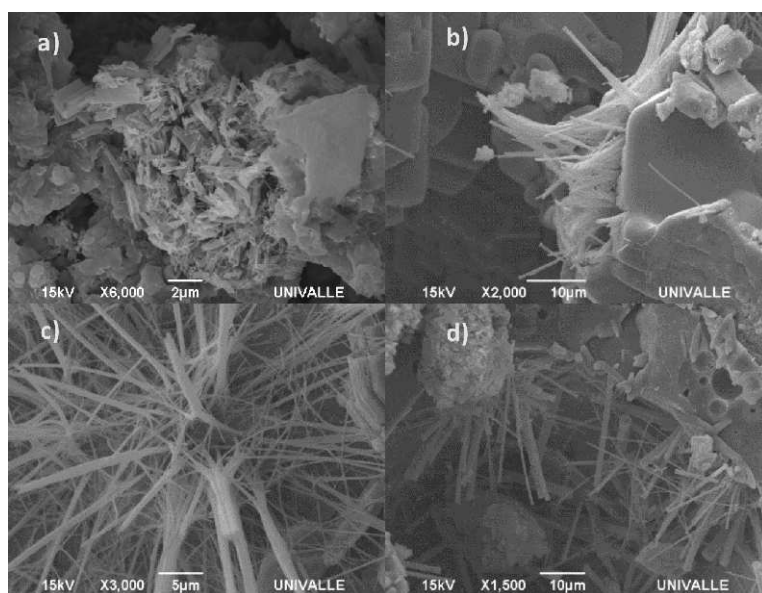


Figura 8-Micrografías SEM para las pastas después de 167 días expuestas a sulfatos (Na_2SO_4).
a) pastas cemento sin adición, b) pastas cemento 15% CV, c) pastas cemento 45% CV
y d) pastas cemento 60% CV.

CONCLUSIONES

La CV utilizada en la presente investigación corresponde a una ceniza tipo F, aunque es de anotar que posee un elevado contenido de inquemados (16,82%), esto afecta los requerimientos de agua y en consecuencia incrementa el tiempo de fraguado de las mezclas OPC+CV, en mayor grado para porcentajes de adición elevados. Los cementos adicionados con un 15% de adición curados bajo agua reportan superior resistencia a la compresión que el material de referencia, alcanzando una resistencia de 37,19 MPa a la edad de 90 días. Por el contrario, los materiales con 45% y 60% de CV presentaron resistencias inferiores a las reportadas por los morteros sin adición hasta los 90 días de curado. En contraste a lo anterior, en la presencia de sulfatos (Na_2SO_4 5%) la mayor expansión corresponde a las muestras de cemento (OPC) y con adición del 15% de CV. Al incrementar el contenido de CV disminuyen drásticamente estos cambios dimensionales, en especial en las muestras con un 45 y 60% de adición, con máximos de expansión de hasta un 0,44% a 270 días de exposición. En este sentido la pérdida de resistencia mecánica mayoritaria solo es apreciable para los cementos no adicionados. En general, las pastas con adición de ceniza volante no fueron afectadas mecánicamente por el ataque del ion sulfato (SO_4^{2-}), excepto CV15 a 90 días cuya resistencia se redujo ligeramente con respecto a las muestras curadas bajo agua a la misma edad. El mejor comportamiento lo presentaron los materiales con 30% de CV, los cuales obtuvieron la mayor ganancia de resistencia a lo largo del desarrollo del ensayo, un 52% superior al valor alcanzado en las muestras curadas normalmente. Con base en lo anterior, se demuestra el excelente desempeño del material en presencia de sulfatos independientemente de su contenido en inquemados y su alto tamaño de partícula.

BIBLIOGRAFÍA

- 1-Ahmaruzzaman, M. (2010). A review on the utilization of fly ash. *Progress in Energy and Combustion Science*, 36(3), 327-363. doi:10.1016/j.pecs.2009.11.003.
- 2-Al-Akhras, N. M. (2006). Durability of metakaolin concrete to sulfate attack. *Cement and Concrete Research*, 36(9), 1727-1734. doi:10.1016/j.cemconres.2006.03.026.
- 3-Atahan, H. N., & Dikme, D. (2011). Use of mineral admixtures for enhanced resistance against sulfate attack. *Construction and Building Materials*, 25(8), 3450-3457. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.03.036.
- 4-Aye, T., & Oguchi, C. T. (2011). Resistance of plain and blended cement mortars exposed to severe sulfate attacks. *Construction and Building Materials*, 25(6), 2988-2996. doi:10.1016/j.conbuildmat.2010.11.106.
- 5-Baghabra Al-Amoudi, O. S. (2002). Attack on plain and blended cements exposed to aggressive sulfate environments. *Cement and Concrete Composites*, 24(3-4), 305-316. doi:10.1016/S0958-9465(01)00082-8.
- 6-Bonakdar, A., & Mobasher, B. (2010). Multi-parameter study of external sulfate attack in blended cement materials. *Construction and Building Materials*, 24(1), 61-70. doi:10.1016/j.conbuildmat.2009.08.009.
- 7-Bođa, A. R., & Topçu, Y. B. (2012). Influence of fly ash on corrosion resistance and chloride ion permeability of concrete. *Construction and Building Materials*, 31, 258-264. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.12.106.
- 8-Brown, P. W., Hooton, R. D., & Clark, B. A. (2003). The co-existence of thaumasite and ettringite in concrete exposed to magnesium sulfate at room temperature and the influence of blast-furnace slag substitution on sulfate resistance. *Cement and Concrete Composites*, 25(8), 939-945. doi:10.1016/S0958-9465(03)00152-5.
- 9-Courard, L., Darimont, A., Schouterden, M., Ferauche, F., Willem, X., & Degeimbre, R. (2003). Durability of mortars modified with metakaolin. *Cement and Concrete Research*, 33(9), 1473-1479. doi:10.1016/S0008-8846(03)00090-5.
- 10-Garcés, P., Andión, L. G., Zornoza, E., Bonilla, M., & Payá, J. (2010). The effect of processed fly ashes on the durability and the corrosion of steel rebars embedded in cement-modified fly ash mortars. *Cement and Concrete Composites*, 32(3), 204-210. doi:10.1016/j.cemconcomp.2009.11.006.

- 11-Karakurt, C., & Topçu, ÝB. (2011).** Effect of blended cements produced with natural zeolite and industrial by-products on alkali-silica reaction and sulfate resistance of concrete. *Construction and Building Materials*, 25(4), 1789-1795. doi:10.1016/j.conbuildmat.2010.11.087.
- 12-Lee, S. T., Moon, H. Y., & Swamy, R. N. (2005).** Sulfate attack and role of silica fume in resisting strength loss. *Cement and Concrete Composites*, 27(1), 65-76. doi:10.1016/j.cemconcomp.2003.11.003.
- 13-Lee, S. T., Moon, H. Y., Hooton, R. D., & Kim, J. P. (2005).** Effect of solution concentrations and replacement levels of metakaolin on the resistance of mortars exposed to magnesium sulfate solutions. *Cement and Concrete Research*, 35(7), 1314-1323. doi:10.1016/j.cemconres.2004.10.035.
- 14-Liu, Z., Deng, D., Schutter, G. D., & Yu, Z. (2012).** Chemical sulfate attack performance of partially exposed cement and cement+fly ash paste. *Construction and Building Materials*, 28(1), 230-237. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.08.071.
- 15-Lorenzo García, M. P. (1993).** Influencia de dos tipos de cenizas volantes españolas en la microestructura y durabilidad de la pasta de cemento portland hidratado. Universidad Complutense de Madrid.
- 16-Lorenzo García, M. P., Goñi, S., & Guerrero, A. (2004).** Activation of pozzolanic reaction of hydrated portland cement fly ash pastes in sulfate solution. *Journal of American Ceramic Society*, 85(12), 3071-3075.
- 17-Nath, P., & Sarker, P. (2011).** Effect of Fly Ash on the Durability Properties of High Strength Concrete. *Procedia Engineering*, 14, 1149-1156. doi:10.1016/j.proeng.2011.07.144.
- 18-Sánchez De Guzman, D. (2003).** Durabilidad Y Patología Del Concreto. (ASOCRETO, Ed.) (p. 219). Bogotá, Colombia.
- 19-Shiyuan, H. (2009).** Hidratación del Cemento con Ceniza Volante a Temperaturas Elevadas.
- 20-Skalny, J., Marchand, J., & Odler, I. (2001).** Sulfate attack on concrete. (T. and Francis, Ed.).
- 21-Sumer, M. (2012).** Compressive strength and sulfate resistance properties of concretes containing Class F and Class C fly ashes. *Construction and Building Materials*, 34, 531-536. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.02.023
- 22-Taylor, H. F. W. (1990).** *Cement Chemistry*. Academic Press (Second Edi.). London.
- 23-Uysal, M., & Akyuncu, V. (2012).** Durability performance of concrete incorporating Class F and Class C fly ashes. *Construction and Building Materials*, 34, 170-178. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.02.075.
- 24-Wang, Q., Feng, J., & Yan, P. (2012).** The microstructure of 4-year-old hardened cement-fly ash paste. *Construction and Building Materials*, 29, 114-119. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.08.088.
- 25-Ýnan Sezer, G. (2012).** Compressive strength and sulfate resistance of limestone and/or silica fume mortars. *Construction and Building Materials*, 26(1), 613-618. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.06.064.
- 26-Ýnan Sezer, G., Ramyar, K., Karasu, B., Burak Göktepe, A., & Sezer, A. (2008).** Image analysis of sulfate attack on hardened cement paste. *Materials & Design*, 29(1), 224-231. doi:10.1016/j.matdes.2006.12.006.
- 27-Živica, V. (2000).** Sulfate resistance of the cement materials based on the modified silica fume. *Construction and Building Materials*, 14(1), 17-23. doi:10.1016/S0950-0618(99)00043-4.

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA DURABILIDAD DE UN CEMENTO ADICIONADO CON CENIZA VOLANTE, TOBA VOLCÁNICA Y CENIZA DE BAGAZO DE CAÑA DE AZÚCAR

Daniela Eugenia Ángulo ¹, Diana Marcela Burgos ¹, William Gustavo Valencia ¹, Ruby Mejía de Gutiérrez ²

RESUMEN

En este estudio se realiza un análisis comparativo de la durabilidad de un cemento portland adicionado con ceniza volante (CV), toba volcánica (TV), y ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC), las cuales se incorporan en proporciones del 10 y 20% como sustituto parcial del cemento. Los materiales de partida se caracterizaron mediante técnicas de fluorescencia de rayos X, granulometría láser, difracción de rayos X y microscopía electrónica de barrido. En morteros de cemento portland, con y sin adición, se evaluaron las propiedades de resistencia mecánica a compresión, absorción y porosidad, absortividad, permeabilidad a cloruros y susceptibilidad a la carbonatación. Para caracterizar el comportamiento frente a la corrosión del acero de refuerzo incorporado en las matrices adicionadas se utilizaron ensayos electroquímicos no destructivos (Resistencia a la Polarización); estos ensayos se llevaron a cabo sobre especímenes expuestos a tres diferentes medios: agua, NaCl 3.5% para simular condición marina y CO₂, este último exponiendo los especímenes en una cámara ambiental bajo condiciones controladas (1% CO₂, 65% H.R. y 25°C). Los resultados obtenidos a los 28 días de curado muestran que, en general, los morteros adicionados con el 10% presentan incrementos en la resistencia a la compresión en órdenes entre el 32 y 42% con respecto al mortero sin adición. Adiciones del 20% reducen la resistencia a la compresión, sin embargo en todos los casos se alcanzan valores superiores al 75% de la resistencia del mortero de referencia, confirmando así el carácter puzolánico de las adiciones utilizadas. Se destaca una menor susceptibilidad a la corrosión de los aceros estructurales embebidos en los morteros adicionados con ceniza volante, tanto en presencia de cloruros como de CO₂, lo cual concuerda con las propiedades de durabilidad reportadas por estos; aunque cabe anotar que, en general, los aceros en los morteros adicionados con TV y CBC reportan corriente de corrosión inferior a 0.1 A/cm² a lo largo del estudio de carbonatación.

Palabras Claves: cenizas volantes, toba volcánica, ceniza de bagazo de caña de azúcar, corrosión, durabilidad.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad se han incrementado los requerimientos de calidad en la producción de materiales cementicios con el fin de garantizar sus propiedades mecánicas y durables, además de ser amigables con el medio ambiente. En este sentido se han desarrollado numerosas investigaciones con el fin de utilizar materiales alternativos tales como las puzolanas de origen natural y artificial, entre las cuales se encuentran las cenizas volantes, ceniza de cascarilla de arroz, tobas volcánicas, ceniza de bagazo de caña, etc., con el fin de disminuir la permeabilidad y lograr prevenir y controlar los problemas relacionados con la corrosión de los aceros de refuerzo. La durabilidad del concreto reforzado depende,

1-Ingeniera de Materiales, Universidad del Valle, Cali, Colombia.

2-Profesor Titular, Ph.D, Universidad del Valle, Cali, Colombia, Grupo de Materiales Compuestos, CENM, Escuela de Ingeniería de Materiales.

además de los materiales, el diseño y la colocación, de las condiciones medioambientales y de exposición, la cual incluye factores tales como la exposición a cloruros, carbonatación, ciclos de hielo-deshielo, reacciones álcali-agregado, entre otros. La corrosión del acero embebido en el concreto se constituye en una de las principales causas de deterioro prematuro que puede conducir a fallas estructurales.

ANTECEDENTES

Diversas investigaciones han demostrado que la incorporación de TV como adición puzolánica en materiales cementicios incrementa considerablemente la resistencia de estos frente a la difusión de agentes agresivos, ya que genera un refinamiento de la estructura porosa y en consecuencia se incrementa la durabilidad de estos materiales. Sin embargo, se ha encontrado que la resistencia de los materiales cementicios tiende a disminuir con el incremento del contenido de TV. Con respecto a la adición de CBC se reporta que es posible incrementos notables en la resistencia a la compresión de los concretos con porcentajes de adición de hasta el 30%; sin embargo, en general los diferentes investigadores recomiendan valores de hasta el 20% para obtener menor permeabilidad al agua, mayor resistencia a la penetración de cloruros y una menor liberación de calor en la mezcla. En lo que concierne a la adición puzolánica de CV, las investigaciones han demostrado que contribuye al mejoramiento de las propiedades mecánicas, reducción de la permeabilidad de iones agresivos y por ende una disminución de la posibilidad de la corrosión en los aceros de refuerzo. Aunque no se llega a un acuerdo respecto al máximo porcentaje óptimo de reemplazo de esta adición, se explica que este depende de la relación a/C y de la edad de curado y en especial de la calidad de la adición.

En la presente investigación se estudia el comportamiento de aceros embebidos en morteros con adición de ceniza volante (CV), toba volcánica (TV) y ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC) y expuestos a ataques agresivos (ion cloro y CO₂).

METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

Materiales

Para el presente estudio se utilizó una CV de alto contenido de carbón, proveniente de una caldera de una industria Colombiana, una ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBC) y una toba volcánica (TV) procedentes de las Antillas (Guadalupe), las cuales se incorporaron en diferentes proporciones (0%, 10% y 20%) como reemplazo del cemento portland. Estos materiales fueron caracterizados mediante técnicas de fluorescencia de rayos X (FRX), granulometría laser, microscopía electrónica de barrido (SEM) y difracción de rayos X (DRX). En la Tabla 1 se presentan la composición química de los diferentes materiales, determinadas por FRX, y el tamaño de partícula promedio, determinado por granulometría láser. Los morteros se elaboraron con Cemento Portland tipo I, arena de Ottawa en proporción Cementante: Arena de 1:2,75, una relación agua/cementante (a/C) en un rango entre 0,5 y 0,6, determinada bajo la norma ASTM C230. En el caso de las mezclas que contenían CV fue necesario incorporar un aditivo super-plastificante (VISCOCRETE 5600) en el orden de 0,15% respecto al peso de cemento. Posteriormente las probetas fueron curadas en condiciones de 100% HR a temperatura ambiente hasta la edad de ensayo.

| Material | Propiedades Físicas | | Índice Puzolanicidad (%) | Composición Química (%) | | | | | |
|--------------------------------|--|-------------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------|------|----------------------|
| | Gravedad Específica (g/cm ³) | Tamaño Part. Prom. (μm) | | SiO ₂ | Al ₂ O ₃ | Fe ₂ O ₃ | CaO | MgO | Pérdida al Fuego (%) |
| Ceniza Volante (CV) | 2,00 | 120,02 | 77,95 | 42,40 | 19,10 | 9,00 | 1,80 | 0,35 | 19,75 |
| Toba Volcánica (TV) | - | 48,08 | 99,05 | 46,03 | 21,60 | 10,46 | 11,76 | 8,67 | 0,59 |
| Ceniza de Bagazo de Caña (CBC) | - | 13,98 | 78,74 | 70,05 | 8,50 | 3,10 | 2,80 | 0,50 | 8,50 |

Tabla 1: Composición química y características de las adiciones utilizadas

PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS Y ENSAYOS

Se prepararon morteros simples y reforzados, en estos últimos se utilizó como material de refuerzo una varilla central de acero corrugado de bajo contenido de carbono y diámetro de 6,35 mm. El acero fue sometido a una preparación previa superficial, consistente en un proceso de decapado para eliminar alguna capa de óxido existente y luego fueron recubiertas con una pintura anticorrosiva para delimitar la zona de exposición, tal como se muestra en la Figura 1(a). Una vez se cumplieron los 28 días de curado, las muestras fueron expuestas en agua potable y NaCl 3,5% mediante inmersión parcial, y a carbonatación acelerada bajo condiciones controladas (1% de CO₂, 65 HR% y 25 °C). Se realizaron ensayos de resistencia de compresión (ASTM C109), Absorción y Porosidad (ASTM C642), Succión Capilar (Estándar Europeo SIA 162/1), Permeabilidad a Cloruros (ASTM C1202) y susceptibilidad a la carbonatación. La velocidad de corrosión de los aceros se evaluó con la técnica electroquímica de Resistencia a la Polarización Lineal (LPR) (Figura 1(b)); complementariamente se determinó el potencial de corrosión del acero de refuerzo mediante la norma ASTM C876, la cual establece los criterios que relacionan al potencial de corrosión y su condición de corrosión, tal como se muestran en las Tablas 3 y 4. Para el cálculo de la corriente de corrosión se utilizó como valor de B 26 mV, que simula condición activa. Para estos ensayos se utilizó como electrodo de referencia Ag/AgCl.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Caracterización de los materiales de adición, CV, TV y CBC

Según la composición química de TV y CBC presentada en la Tabla 1, se observa que ambos materiales cumplen con lo especificado por la norma ASTM C618 para materiales de adición de carácter puzolánico; en cuanto a CV esta puede clasificarse como ceniza volante tipo F, aunque su contenido en inquemados es del 19,75% comparado al 6% especificado en la norma. El índice de actividad puzolánica se determinó según la norma ASTM C311, obteniéndose un índice de 99,05% para TV y de 78,74% y 77,95% para CBC y CV, respectivamente.

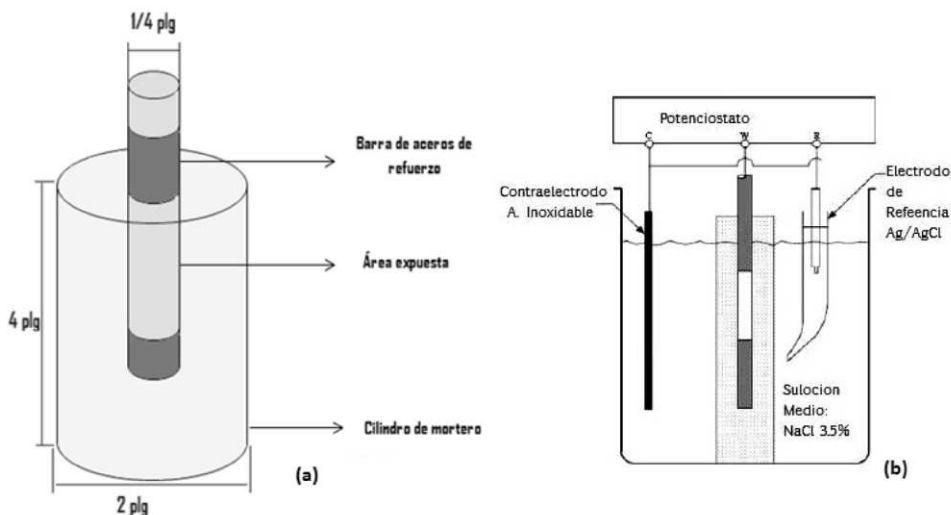


Figura 1-(a) Muestras de mortero Reforzado y (b) Esquema ensayo LPR

| Ecorr vs Ag/AgCl (mV) | Probabilidad de Corrosión |
|-----------------------|---------------------------|
| > -100 mV | 10% que se presente |
| -100 a -250 mV | Zona incierta |
| < -250 mV | 90% que se presente |

Tabla 3: Criterio de probabilidad de Corrosión (norma ASTM C876)

| I _{corr} (μA/cm ²) | Nivel de Corrosión |
|---|--------------------|
| ≈ 0.1 | Despreciable |
| 0.1 – 0.5 | Bajo |
| 0.5 – 1 | Moderado |
| > 1 | Alto |

Tabla 4: Rangos de valores de corrosión basados en términos de vida de servicio

La caracterización morfológica de las adiciones se realizó por microscopía electrónica de barrido, tal como se presenta en la Figura 2, se observa que CV (Figura 2 (a)) presenta numerosas partículas esféricas de diversos tamaños, llamados comúnmente cenoesferas, además de contener partículas irregulares porosas o esponjosas que corresponden a carbón inquemado, también se observan pleuroesferas, esferas de ceniza volante rellenas de otras más pequeñas. En la microfotografía de TV (Figura 2(b)) se observan partículas de morfología irregular de tipo prismático; en CBC (Figura 2c)) se observa una combinación de partículas esféricas e irregulares, esto se debe a que este material procede de una caldera industrial que utiliza como combustible mezcla de carbón y bagazo de caña.

La caracterización mineralógica, realizada por Difracción de Rayos X, indica que estos materiales son parcialmente amorfos. Se aprecian componentes cristalinos tales como cuarzo (Q) y mullita (m) para CV; cuarzo (Q), feldespato (F) y montmorillonita (M) en TV; y cuarzo (Q), cristobalita (Cr) y calcita (Cc) en CBC. (Figura 3)

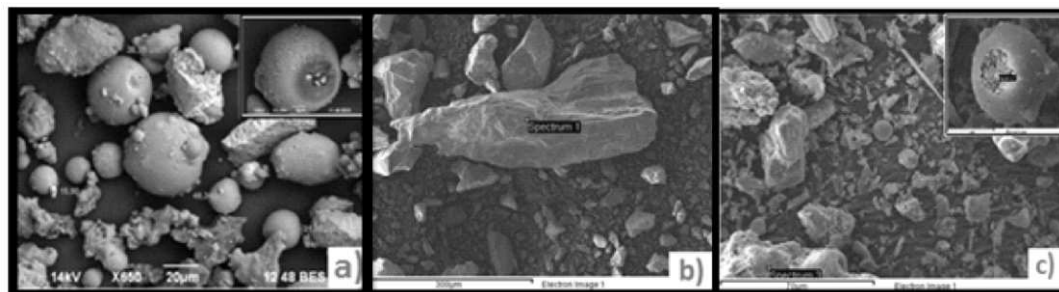


Figura 2-Micrografías. (a) Ceniza Volante, (b)Toba Volcánica y c) Ceniza de Bagazo de Caña

ENSAYOS MECÁNICOS

La resistencia a la compresión se determinó a edades de curado de 28 días. El índice de desempeño, calculado como la relación entre la resistencia del material adicionado con respecto a la correspondiente en el material sin adición, se presenta en la Figura 4. Los morteros adicionados con un 10% de CV, TV y CBC mostraron un incremento de su resistencia a la compresión hasta en un orden del 42%; este mismo efecto en las propiedades mecánicas ha sido reportado por otros investigadores. Por el contrario, los morteros adicionados con un 20% presentaron una disminución en su resistencia de hasta un 23% y este comportamiento se puede invertir al incrementarse el tiempo de curado, ya que las reacciones puzolánicas alcanzaran mayores grados. Comparando los tres tipos de adiciones se destaca el desempeño de TV, lo cual se puede atribuir a su mayor reactividad puzolánica.

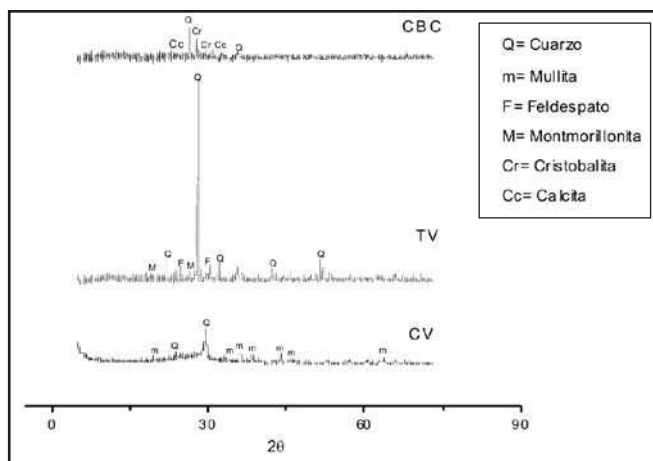


Figura 3-Difractogramas de la Ceniza Volante (CV), Toba Volcánica (TV) y Ceniza de Bagazo de Caña (CBC)

ESTUDIO DE DURABILIDAD Y CORROSIÓN

Ensayos de permeación al agua y a cloruros

En la Figura 5 se presentan los índices de permeación de las muestras adicionadas con CV, TV y CBC. Los índices de porosidad total indican que todos los morteros adicionados presentan mayor porosidad total que el material de referencia (OPC), lo que concuerda con lo citado por algunos autores que afirman que la porosidad total puede ser mayor en pastas de cementos adicionados con puzolanas con respecto a pastas de cemento portland con igual relación a/c, sin embargo, la distribución y tamaño de poros capilares puede ser diferente. Esto puede corroborarse con los índices del coeficiente de absorción capilar (K), los cuales evidencian que los morteros adicionados con CV presentan menor coeficiente de absorción capilar comparado con las otras adiciones e inclusive con OPC, contrasta estos resultados con el mayor tamaño de partícula de esta adición (120 m) y su menor índice de actividad puzolánica. Cabe resaltar que los morteros adicionados con CBC presentan un K aproximadamente de orden similar al reportado por el mortero patrón.

En la Tabla 6 se presentan los resultados de permeabilidad a cloruros (ASTM C1202), los cuales están reportados como índices de desempeño, calculados de la misma manera que la resistencia a compresión. Coinciden estos resultados con el desempeño observado en el coeficiente de absorción capilar para los materiales adicionados, en el sentido que la mayor reducción en la permeabilidad a cloruros y la mayor resistividad se presenta en los morteros adicionados con ceniza volante (Bođa & Topçu, 2012). Los valores observados para los morteros adicionados con CBC comparados a TV, pueden ser atribuibles al menor tamaño de partícula de esta adición, lo cual puede contribuir en la reducción de la velocidad de difusión de los iones cloruro en la mezcla. El efecto de la potencial formación de sal de Friedel por parte de las adiciones CV y TV no se considera un factor dominante en la penetración de cloruros debido a que el coeficiente de absorción capilar para TV es del doble del correspondiente en CV.

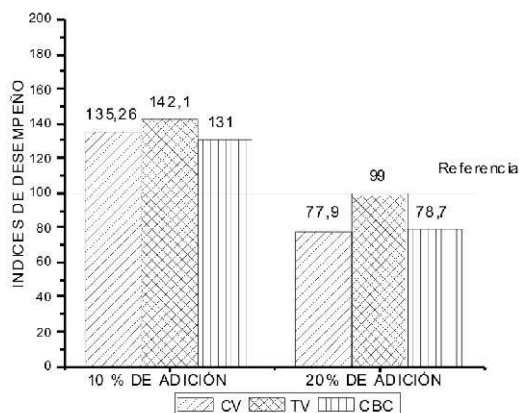


Figura 4-Índices de desempeño de resistencia a la compresión

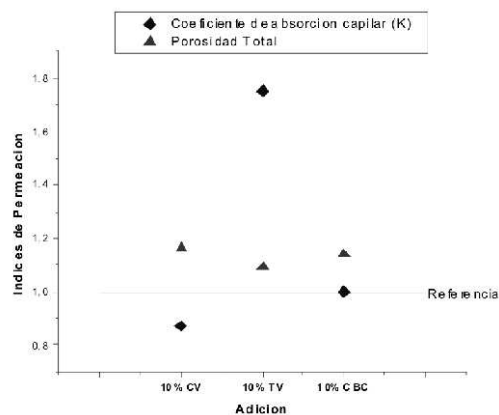


Figura 5-Índices de permeación de los morteros adicionados con CV, TV y CBC

En la Figura 6(a) se presenta el potencial de corrosión (E_{corr}) de las muestras adicionadas con CV, TV y CBC, inmersas en agua potable. Se observa que en las primeras edades de inmersión los morteros adicionados con CV y TV, presentan potenciales entre -100 y -250 mV, ubicándose en una zona de Corrosión incierta; a partir de 30 días y hasta el final del ensayo los morteros reforzados adicionados con TV se ubican en la zona de mayor probabilidad de corrosión. Los resultados de la corriente de corrosión (Figura 6(b)) corroboran el mejor desempeño de CV, aunque cabe anotar que, aun después de un año de exposición, los aceros embebidos en los morteros adicionados con TV y CBC reportan corrientes de corrosión inferiores $0,2 \mu A/cm^2$, que corresponde a un nivel de corrosión bajo (Tabla 4).

Tabla 6: Índices de desempeño: Permeabilidad a Cloruros y Resistividad

Las Figuras 7(a) y 7(b) presentan el comportamiento de los morteros reforzados adicionados con CV, TV y CBC frente al medio de NaCl 3,5%. En general, todos los morteros se ubican en la región de alta probabilidad de corrosión a lo largo del tiempo de ensayo (360 días), lo cual coincide con el resultado de la corriente de corrosión. Entre las tres adiciones evaluadas se destaca el mejor comportamiento de CV, lo cual se encuentra directamente relacionado con la menor permeabilidad a cloruros y la mayor resistividad de los morteros.

Susceptibilidad a la Carbonatación

En la Figura 8 se observa el comportamiento que presentaron los morteros adicionados con el 10% de CV, TV y CBC a la penetración de CO₂, luego de su exposición por 60 días en una cámara ambiental a condiciones de 1% CO₂, 65% HR y 25°C. El coeficiente de difusión del CO₂ se obtuvo por medio de la ecuación: $X = KC$

Los resultados obtenidos en el ensayo de LPR corroboran lo anterior, tal como se puede apreciar en los valores de la corriente de corrosión (I_{corr}) presentados en la Figura 9(b) donde la tendencia, en general de los materiales evaluados, es a ubicarse en un nivel de corrosión despreciable durante todo el ensayo, comportamiento en el cual se destaca el acero embebido en el mortero con adición de CV, que presenta corrientes de corrosión menores a $0,05 \text{ A/cm}^2$, seguida de la toba volcánica y la ceniza de bagazo las cuales presentaron corrientes un poco mayores y similares de hasta $0,09 \text{ A/cm}^2$. Coinciden estos resultados con lo reportado en los ensayos de susceptibilidad a la carbonatación.

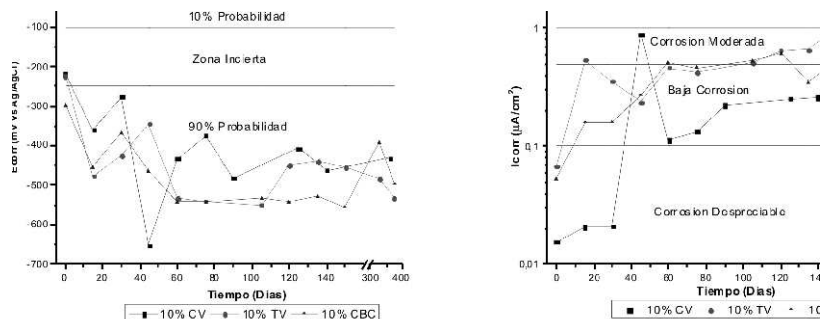


Figura 7-(a) Potencial de corrosión promedio vs días de inmersión en el medio NaCl 3.5% y (b) Corriente de corrosión promedio vs días de inmersión en el medio NaCl 3.5%.

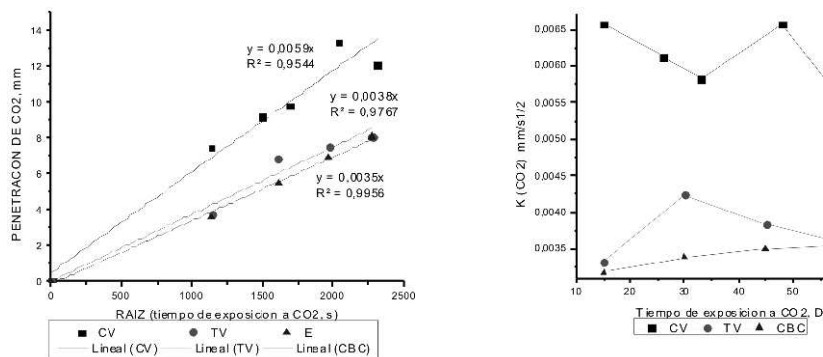


Figura 8. (a) Penetración de CO_2 en mm, (b) $K\text{CO}_2$ ($\text{mm/s}^{1/2}$)

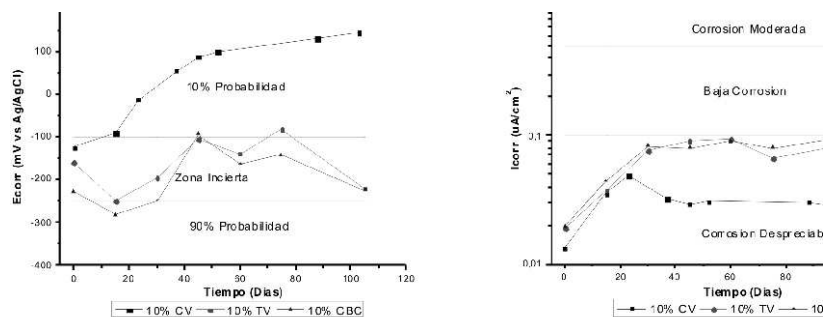


Figura 9-(a) Potencial de corrosión promedio vs días de exposición en el medio de carbonatación y (b) Corriente de corrosión promedio vs días de exposición en el medio de carbonatación.

CONCLUSIONES

Los morteros adicionados con el 10% de CV, TV y CBC presentan, en general, un incremento en la resistencia a compresión a edad de 28 días de curado en un orden de hasta un 40% en comparación al mortero sin adición. Se destaca el mayor efecto de la adición de TV con respecto a CV y CBC.

Los índices de permeación en agua, reportados por los morteros adicionados, indicaron que la CV fue la adición más efectiva en disminuir la permeabilidad de los morteros. Estos resultados se corresponden con los índices de permeabilidad a cloruros y resistividad de las mezclas evaluadas, los cuales evidenciaron un mejor desempeño de los morteros adicionados con CV, seguido por los morteros adicionados con CBC. El comportamiento de los morteros adicionados como recubrimiento de los aceros fue mejor en presencia de agua potable y carbonatación, con corrientes inferiores en la mayoría de los casos de 0.1 A/cm², zona correspondiente a corrosión despreciable, por el contrario en presencia de cloruros la corriente de corrosión alcanza valores superiores a 1 A/cm².

BIBLIOGRAFÍA

- 1-Amahjour, F., Payáb, J., Pardo, P., & Borrachero, M. . (2002). Propiedades de Lechadas de cementos fabricados con cemento Tipo I y mezclas con cenizas volantes y humo de sílice. VIII Congreso Nacional de Propiedades Mecánicas de Sólidos (pp. 729-737). Gandia.
- 2-Bođa, A. R., & Topçu, Ý B. (2012). Influence of fly ash on corrosion resistance and chloride ion permeability of concrete. *Construction and Building Materials*, 31, 258-264. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.12.106.
- 3-Burgos Galindo, D. M., Angulo Ramírez, D. E., & Mejía de Gutiérrez, R. (2012). Durabilidad de morteros adicionados con cenizas volantes de alto contenido de carbón. *Revista Latinoamericana de Metalurgia y Materiales*, 32(1), 61-70.
- 4-Chindaprasirt, P., Chotithanorn, C., Cao, H. T., & Sirivivatnanon, V. (2007). Influence of fly ash fineness on the chloride penetration of concrete. *Construction and Building Materials*, 21(2), 356-361. doi:10.1016/j.conbuildmat.2005.08.010.
- 5-Choi, Y.-S., Kim, J.-G., & Lee, K.-M. (2006). Corrosion behavior of steel bar embedded in fly ash concrete. *Corrosion Science*, 48(7), 1733-1745. doi:10.1016/j.corsci.2005.05.019.
- 6-Chusilp, N., Jaturapitakkul, C., & Kiattikomol, K. (2009). Utilization of bagasse ash as a pozzolanic material in concrete. *Construction and Building Materials*, 23(11), 3352-3358. doi:10.1016/j.conbuildmat.2009.06.030.
- 7-Cordeiro, G.C., Toledo Filho, R. D., Tavares, L. M., & Fairbairn, E. M. R. (2012). Experimental characterization of binary and ternary blended-cement concretes containing ultrafine residual rice husk and sugar cane bagasse ashes. *Construction and Building Materials*, 29, 641-646. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.08.095.
- 8-Cordeiro, Guilherme Chagas, Toledo Filho, R. D., Tavares, L. M., & Fairbairn, E. de M. R. (2009). Ultrafine grinding of sugar cane bagasse ash for application as pozzolanic admixture in concrete. *Cement and Concrete Research*, 39(2), 110-115. doi:10.1016/j.cemconres.2008.11.005.
- 9-Ganesan, K., Rajagopal, K., & Thangavel, K. (2007). Evaluation of bagasse ash as supplementary cementitious material. *Cement and Concrete Composites*, 29(6), 515-524. doi:10.1016/j.cemconcomp.2007.03.001.
- 10-Garcés, P., Andión, L. G., Zornoza, E., Bonilla, M., & Payá, J. (2010). The effect of processed fly ashes on the durability and the corrosion of steel rebars embedded in cement-modified fly ash mortars. *Cement and Concrete Composites*, 32(3), 204-210. doi:10.1016/j.cemconcomp.2009.11.006.
- 11-Horsakulthai, V., Phiuanna, S., & Kaenbud, W. (2011). Investigation on the corrosion resistance of bagasse-rice husk-wood ash blended cement concrete by impressed voltage. *Construction and Building Materials*, 25(1), 54-60. doi:10.1016/j.conbuildmat.2010.06.057.
- 12-Hossain, K. (2005). Chloride induced corrosion of reinforcement in volcanic ash and pumice based blended concrete. *Cement and Concrete Composites*, 27(3), 381-390. doi:10.1016/j.cemconcomp.2004.02.047.
- 13-Hossain, K., & Lachemi, M. (2004). Corrosion resistance and chloride diffusivity of volcanic ash

- blended cement mortar. *Cement and Concrete Research*, 34(4), 695-702. doi:10.1016/j.cemconres.2003.10.021.
- 14-Hossain, K., & Lachemi, M. (2006).** Development of volcanic ash concrete: Strength, durability, and microstructural investigations. *ACI materials journal*, 103(1).
- 15-Hossain, K., & Lachemi, M. (2007).** Strength, durability and micro-structural aspects of high performance volcanic ash concrete. *Cement and Concrete Research*, 37(5), 759-766. doi:10.1016/j.cemconres.2007.02.014.
- 16-Jamshidi, M., Najimi, M., & Pourkhorshidi, A. R. (2009).** INVESTIGATION ON EXPANSION OF MORTARS CONTAINING TUFF NATURAL POZZOLAN DUE TO SULFATE ATTACK. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 10(6), 667-679.
- 17-Kaid, N., Cyr, M., Julien, S., & Khelafi, H. (2009).** Durability of concrete containing a natural pozzolan as defined by a performance-based approach. *Construction and Building Materials*, 23(12), 3457-3467. doi:10.1016/j.conbuildmat.2009.08.002.
- 18-Kayali, O., & Zhu, B. (2005).** Chloride induced reinforcement corrosion in lightweight aggregate high-strength fly ash concrete. *Construction and Building Materials*, 19(4), 327-336. doi:10.1016/j.conbuildmat.2004.07.003.
- 19-Massazza, F. (2003).** Pozzolana and Pozzolanic Cements. *Lea's Chemistry of Cement and Concrete* (4th ed., pp. 471-635). doi:10.1016/B978-075066256-7/50022-920.
- 20-Mejía de Gutiérrez, R. (1999).** Durabilidad Y Corrosión En Materiales Cementicios. *Seminario Internacional* (p. 9). Costa Rica.
- 21-Mohammed, B. S., & Fang, O. C. (2011).** Mechanical and durability properties of concretes containing paper-mill residuals and fly ash. *Construction and Building Materials*, 25(2), 717-725. doi:10.1016/j.conbuildmat.2010.07.015.
- 22-Nath, P., & Sarker, P. (2011).** Effect of Fly Ash on the Durability Properties of High Strength Concrete. *Procedia Engineering*, 14, 1149-1156. doi:10.1016/j.proeng.2011.07.144.
- 23-Papadakis, V. G. (1999).** Effect of fly ash on Portland cement systems. *Cement and Concrete Research*, 29(11), 1727-1736. doi:10.1016/S0008-8846(99)00153-2
- RESURCES HEADWATER. (2009).** Making Better Concrete with Material from America's Coal Ash Leader. "Fly Ash: The Modern Pozzolan Improving Concrete Performance Enhancing Our Environment. Retrieved from http://www.flyash.com/data/upimages/press/HWR_brochure_flyash.pdf.
- 24-Rukzon, S., & Chindaprasirt, P. (2012).** Utilization of bagasse ash in high-strength concrete. *Materials & Design*, 34, 45-50. doi:10.1016/j.matdes.2011.07.045.
- 25-Shi, X., Xie, N., Fortune, K., & Gong, J. (2012).** Durability of steel reinforced concrete in chloride environments: An overview. *Construction and Building Materials*, 30, 125-138. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.12.038.
- 26-Talero, R. (2012).** Synergic effect of Friedel's salt from pozzolan and from OPC co-precipitating in a chloride solution. *Construction and Building Materials*, 33, 164-180. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.12.040.
- 27-Trochez Serna, J. J., Maturana, H., Mejía De Gutiérrez, R., & Guerrero, C. E. (2009).** Desempeño de mezclas cementicias binarias y ternarias basadas en metacaolín y humo de sílice. *X CONGRESO NACIONAL DE CORROSION Y PROTECCION*.
- 28-Uysal, M., & Akyuncu, V. (2012).** Durability performance of concrete incorporating Class F and Class C fly ashes. *Construction and Building Materials*, 34, 170-178. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.02.075.
- 29-Valdez, P. L., Durán, A., Rivera, J. M., & Juárez, C. A. . (2007).** Concretos fluidos con altos volúmenes de ceniza volante. *Ciencia UANL*, X(001), 49-57.
- 30-Wang, Z.-shuang. (2011).** Influence of fly ash on the mechanical properties of frame concrete. *Sustainable Cities and Society*, 1(3), 164-169. doi:10.1016/j.scs.2011.06.001.
- 31-Águila, I., & Sosa, M. (2008).** Evaluación físico químico de cenizas de cascarilla de arroz, bagazo de caña y hoja de maíz y su influencia en mezclas de mortero, como materiales puzolánicos. *Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela*, 23(4), 55-66.

CEMENT BASED COMPOSITES WITH FIBRES FOR THIN WALL ELEMENTS: FATIGUE PARAMETERS

Stanislav Seitl¹, Zbyněk Keršner², Vlastimil Bílek³

1-INTRODUCTION

In recent years, the condition monitoring, repair, and retrofitting of existing structures, such as buildings and bridges near/over highways and railways, have been among the most important challenges in civil engineering. The all mentioned constructions suffer cyclic loads from vehicles which cause the constructions to fail, but the failure construction components from fatigue loads are far lower than their original strength. Failure from fatigue is often abrupt and has serious consequences.

The knowledge gained needs to be applied conceptually to new cement-based composites. Note that limited knowledge about the long-term behaviour or the effects of repeated loading on the properties of new cement-based composites has caused a growing interest in the fatigue performance of concrete, see article [5] by Lee & Barr (2004) for review.

As the first step some researches investigated the fatigue behaviour of cement based composites at a compressive pressure load. Matsushita and Tokumitsu in 1972 conducted fatigue tests using concrete cylinders [7], they were followed by e.g. Kim & Kim [4]. The probability distribution for the fatigue life of concrete was analyzed and S–N (S=stress, N=Fatigue life) equation, which includes the lowest fatigue stress level, was introduced.

Under flexural tests, see for example [8, 14, 17]

In addition, some researchers have studied the effects of combined stresses to the fatigue performance of concrete [15, 16] where it has been found that the fatigue strength of concrete in biaxial compression is greater than that under uniaxial compression.

Based on damage mechanics and tensor theory, Alliche in [1] established a three dimensional model for describing the behaviour of concrete fatigue. Material model for finite element modelling of fatigue crack growth in concrete was introduced by Pryl et al. in [9]. A continuum damage modelling of quasi-static fatigue strength of plain concrete is published in [6].

In recent years, more attention has been paid by researchers to the fatigue behaviour of concrete by Colepardi in [2]. On the one hand, a heavy traffic flow and heavy vehicles expose structures built from concrete to an increase in the magnitude of fatigue stress cycles. On the other hand, new types of materials such as concrete containing metakaolin are expected to improve the material parameters, but little is known about their long-term performance. This paper continues and develops the previous study of the co-authors Seitl et al. [11, 12, 13]

In this paper, fatigue tests of plain and fibre reinforced concrete for thin buildings elements under constant-amplitude cyclic loads were carried out. The experimental measurements were made at two levels. The first one was a static measurement and its results are represented by values of compressive strength and the modulus of elasticity of the materials. The second level is connected with high-cycle fatigue – Wöhler curves of both study concretes were determined. The obtained experimental results are compared.

1- Ph.D., Institute of Physics of Materials, Academy of Science of the Czech Republic, Brno, Czech Republic

2- Assoc. Prof., PhD., Brno University of Technology, Civil Engineering Faculty, Institute of Structural Mechanics, Brno, Czech Republic

3- PhD., ZPSV, a.s., Testing laboratory, Brno, Czech Republic

2 – EXPERIMENTAL PROCEDURE

In general, parameters such as loading conditions, load frequency, boundary conditions, stress level, number of cycles, matrix composition and stress ratio will influence the fatigue performance of the concrete specimen. However, the qualitative and quantitative nature of these parameters on the fatigue performance of concrete is yet to be agreed in

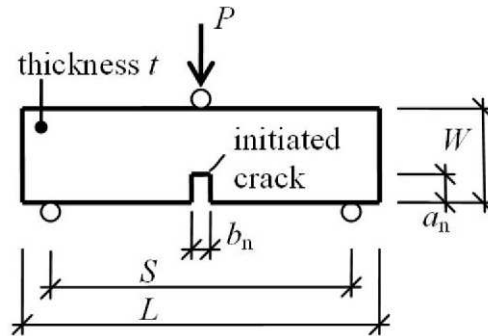


Fig. 1-Schematic of three-point bend (3PB) specimen geometry

Our experimental test program was carried out at the Laboratory of Civil Engineering Faculty of Brno University of Technology in the Czech Republic and the ZPSV, a.s. laboratory. Both static and fatigue tests were carried out in laboratories where temperature and relative humidity values did not undergo significant fluctuations. The controlled values for temperature and relative humidity were 22 °C and 50%, respectively.

2.1 – Specimen design and materials

The concrete mixtures were mixed in the laboratory mixer in the volume of 35 litres. Cubes 150 mm and beams 100x100x400 mm (see Fig. 1) were made from the concrete for the testing of compressive strength and the fatigue properties.

Note that the fatigue experimental data are carried out from the three-point bending (3PB) tests. Figure 1 shows the geometry of the 3PB specimens; their dimensions were $L=400$, $S=300$, $W=100$ and the thickness = 100 mm. The initial notch was made by a diamond saw that fabricated the 2–2.5 mm wide notches with controlled notch profiles and orientation. The numerical study of the influence of the shape of a saw-cut notch on the experimental results is shown in [10]



Fig. 2-Fatigue test setup

2.2 – Equipment

Tests of compressive strength of all concrete mixtures were carried out in the experimental laboratory of ZPSV, a.s. in accordance to EN ISO 4012 [4] and the standard equipments were used.

The fatigue experiments (S–N – Wöhler curves) were carried out in a computer-controlled servo hydraulic testing machine (INOVA–U2), which is shown in Fig. 2.

Fatigue testing was conducted under load control (Constant-amplitude cyclic loading tests). The stress ratio $R = \max/\min = 0.1$, where max and min refer to the maximum and minimum load of a sinusoidal wave in each cycle, was selected to avoid shifting the beams with cycling while generating stresses that could be considered representative of dead loads in beams. The relationship among the parameters is shown in Fig. 3. The load frequency used for all repeated-load tests was approximately 10 Hz. The fatigue failure numbers of specimens are recorded.

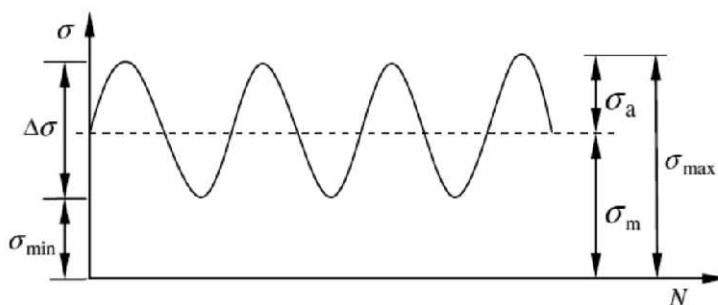


Fig. 3-Schematic diagram for constant-amplitude fatigue test

Along with data points, the analytical expressions for the $S-N$ curves in the following form were obtained by using the power function

(1)

where σ is the stress amplitude, N is the number of cycles and a , b are the material parameters. The parameter a reflects the height of the $S-N$ curve. The parameter b reflects the steep degree of fatigue curve.

As the second possibilities $S-N$ curves may be represented by a straight line in a normalized and logarithmic scale by using linear regression

$$\ln S = k \ln N + \ell$$

The results of the fatigue tests under a varying maximum bending stress level are summarized in Fig. 4 where maximum bending stress in the fatigue experiment is plotted against the logarithm of the number of cycles to failure. Along with data points, the analytical expressions for the curves in the form $\sigma_f = aNb$ were obtained – indicating a power law between the stress level and the fatigue life. The obtained values of materials parameters a , b are shown in the Table 3. Note that in an ideal world all specimens would fail in the same cycle group and after the same number of cycles but the fatigue behaviour of a material like concrete (the heterogeneous material) is far from being ideal and the results are usually highly scattered. Therefore, not only the analytical expression but also the coefficient of determination was determined as R^2 . The fatigue strength to the first static flexural strength with 2 million repeated loading cycles is included at the last column of Table 3.

Table 3: The material parameters a , b , index of dispersion R^2 for studied concrete and fatigue strength.

| Concrete | a | b | R^2 | Fatigue strength |
|---------------|------|---------|-------|------------------|
| 200109 | 4.22 | -0.0335 | 0.85 | 68% |
| 010409 | 4.27 | -0.0347 | 0.95 | 60% |
| 230709 | 5.09 | -0.0397 | 0.82 | 51% |
| 210909 | 5.80 | -0.0377 | 0.99 | 58% |
| 081009 | 5.49 | -0.0205 | 0.95 | 76% |

The Wöhler curve is rather flat, confirming the tendency of silicate-based composites and metal alloys. In general, $S-N$ curves realized on silicate-base materials are relatively flat up to the fatigue limit, due to the brittle character of their failure.

4-CONCLUSIONS

Through the experimental research work, the following conclusions can be drawn:

It is evident that the concretes 200109, 010409, 210909 and 081009 have nearly equivalent values of compressive strength (90; 96) MPa.

The concrete 230709 has the lowest compressive strength around 76 MPa.

Admixture of microsilica helped increase slightly the value of the modulus of elasticity of high strength concrete.

The fatigue parameters of the two concrete samples 200109 and 010409 were almost identical due to equivalent composition (010409 – has added the microsilica). The concrete with microsilica has a higher value of the index of dispersion than the concrete without microsilica, i.e. the results of these fatigue tests are more balanced.

The materials contain the fibres (230709, 210909 and 081009) have better fatigue characteristic.

The fatigue results obtained show that the material 230709 has the least appropriate fatigue characteristic values from all the materials contain the fibres. Its Wöhler curve is the lowest situated and has the greatest scatter, see Fig. 4. It can be concluded that this material is not acceptable for thin building elements from the fatigue point of view.

Note that the scatter of experimental results of all materials is very high and is more than acceptable in terms of practical use.

The information regarding the material behaviour in static and fatigue conditions is important from a practical point of view. We can conclude that from static and fatigue tests performed using the study materials 081009 have the most suitable fracture/mechanic parameters.

5-REFERENCES

- 1-ALLICHE A. Damage model for fatigue loading of concrete, *International Journal of Fatigue* 2004; 26(9) Pages 915-921.
- 2-COLLEPARDI M. The new concrete. ENCO, s.r.l., 2006.
- 3-EN ISO 4012, Concrete, Compressive strength of testing specimens.
- 4-KIM JK, KIM YY. Experimental study of the fatigue behaviour of high strength concrete. *Cement Concrete Research* 1996; 26(10): Pages 1513–1523.
- 5-LEE MK, BARR B.I.G. An overview of the fatigue behavior of plain and fibre reinforced concrete. *Cement Concrete Compositions* 2004; 26: Pages 299–305.
- 6-MAI, S.H., LE-CORRE F., FORET G., NEDJAR B. A continuum damage modeling of quasi-static fatigue strength of plain concrete, *International Journal of Fatigue*, Volume 37, April 2012, Pages 79–85.
- 7-MATSUSHITA, K., TOKUMITSU, Y. A study on compressive fatigue strength of concrete considered survival probability, *Proc JSCE* 1972; 198 pp. 127-138.
- 8-OH BH. Fatigue life distributions of concrete for various stress levels. *ACI Mater Journal* 1991;88(2): Pages 122–128.
- 9-PRYL, D., ÈERVENKA, J., PUKL, R. Material model for finite element modelling of fatigue crack growth in concrete, *Conference Fatigue 2010, Procedia Engineering* 2 (2010): Pages 203–212.
- 10-SEITL S, ROUTIL L, KLUSÁK J, VESELÝ V. The influence of the shape of a saw-cut notch in quasi-brittle 3PB specimens on the critical applied force. *Appl Comput Mechanics* 2008; 2(1): Pages 123-32.
- 11-SEITL, S., BÍLEK, V., KERŠNER, Z., VESELÝ, J. Cement based composites for thin building elements: Fracture and fatigue parameters, *ělánek v Procedia Engineering*, ISSN 1877-7058, p. 911-916, Elsevier Ltd., 2010.
- 12-SEITL, S., KERŠNER, Z., BÍLEK, V., KNĚSL, Z. Fatigue parameters of cement-based composites with various types of fibres. *Key Engineering Materials*, Vols. 417-418 (2010) pp 129-132, © (2010) Trans Tech Publications, Switzerland, doi: 10.4028/www.scientific.net/KEM.417-418.129.
- 13-SEITL, S., KERŠNER, Z., BÍLEK, V., KNĚSL, Z. Glass fibre reinforced cement based composite: fatigue and fracture parameters. *Applied and Computational Mechanics*, Vol. 3 (2), 2009, Pages 1–12.
- 14-SHI XP, FWA TF, TAN SA. Flexural fatigue strength of plain concrete. *ACI Mater Journal* 1993; 90(5): Pages 435–440.
- 15-SU ECM, HSU TCC. Biaxial compression fatigue and discontinuity of concrete. *ACI Mater J* 1988;3: Pages 78–188.
- 16-YIN W, HSU TCC. Fatigue behavior of steel fiber reinforced concrete in uniaxial and biaxial compression. *ACI Mater J* 1995; 92(1): Pages 71–81.
- 17-ZHANG B, PHILLIPS DV, WU K. Further research on fatigue properties of plain concrete. *Mag Concrete Research* 1997; 49(180): Pages 241–252.

BEHAVIOR OF TEXTILE REINFORCED CONCRETE UNDER COMPRESSION LOAD

Frank Jesse¹, Thomas Unger¹ y Mario Dambrowski¹

1-INTRODUCTION

Textile reinforced concrete (TRC) is a high performance material using fine grained concrete as matrix and high strength fibers made of carbon, alkali resistant glass (AR-glass) or other suitable materials as reinforcement. TRC is intended to follow the principal idea of ferrocement [1], which is to have densely spaced layers of continuous reinforcement aligned to the main loading direction. The main difference between ferrocement and TRC is that TRC basically uses non-compact textile elements as reinforcement—such as multifilament yarns (strands) or twisted yarns—and that there is a strong focus on the use of highly productive textile techniques to 2D- or 3D-fabrics in a very economic process and at the same time achieving really a high performance composite.

TRC can be applied for new structures, such as precast segmental bridges [2,4], simple façade elements [3] or insulated sandwich panels that meet actual insulation requirements [5], as well as for strengthening and repair of existing reinforced concrete (RC) structures. TRC is already in use to increase the load bearing capacity of major RC structures such as historic RC shells [6,7], or modern RC flat slab in commercial buildings [8].

Generally, there are different load cases to be considered in the design process. On the members level engineers have to deal with bending, shear, torsion, normal forces, and interactions between them. There has been intense research on TRC under uni-axial tension (, case B) [9,10], bending [9], shear [9, 11], and torsion [12] to understand its load bearing mechanisms and to develop engineering models for design and dimensioning for a wide variety of structures.

On the material level we basically need rules for compression and tension directed parallel or perpendicular to the textile reinforcement plane—in-plane-loading and out-of-plane loading, see . ORTLEPP [13] studied tension perpendicular to the reinforcement layer (Figure 1, case D) and found that TRC tension capacity for out-of-plane loading is strongly correlated to the amount of concrete that penetrate the fabric layers between the yarns, labeled as effective Area $A_{t,eff}$. She also reported large scatter of test data. There has been not much focus to the behavior of TRC under compression load in either load mode. MOLTER [9] and VOSS [11] both concluded from shear tests that the compression strut capacity in webs of T-beams (load case A in) is significantly reduced, supposedly due to the presence of textile layers in the web and thereby induced deviation compression stresses.

In many applications TRC is loaded in compression either perpendicular (Figure 1, case C) or parallel (Figure 1, case A) to the plane of textile reinforcement, e.g. in compression struts in webs of beams and T-beams, in reinforced compression zones of bending members, at the supports with anchored reinforcement, etc., see for examples.

¹-Department of Concrete Structures, Brandenburg University of Technology Cottbus, Germany

| Type of loading | Compression | Tension |
|---|-------------|---------|
| in-plane / parallel to the reinforcement plane | (A) | (B) |
| out-of-plane / perpendicular to the reinforcement plane | (C) | (D) |

Figure1-Principal load cases with respect of fabric orientation in TRC

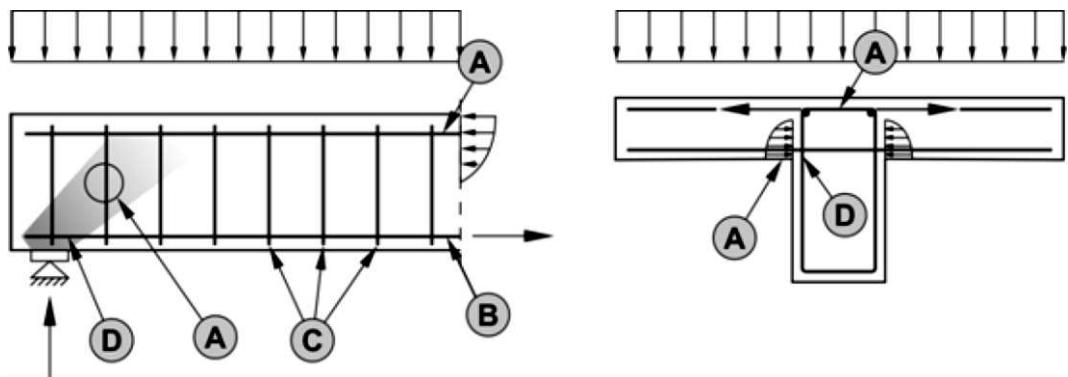


Figure 2-Examples for appearance of principal load cases in common applications

Because of its specific layered structure, TRC shows inter-laminar delamination in the fabric plane as a unique failure mechanism [13]. The reinforcement poses a weakness, because AR-glass or carbon fiber bundles are unable to transfer loads perpendicular to the reinforcement longitudinal axis. Generally, continuous fiber reinforcement that is arranged periodically and densely spaced can constitute a weak plane. Obviously, this applies to the fabric plane itself in TRC (Figure 3a), but has to be considered possibly in any spatial orientation (Figure 3c-d). Those weak planes define failure stress and location for out-of plane tension loading. But since concrete generally fails by transverse tension failure when put under compression loads, these weak planes are expected to significantly influence the behavior of TRC under compression loading. The main cause is tension failure (cracking) in transverse direction due to presence of densely spaced fiber bundles that can't transfer loads transverse to its longitudinal direction.

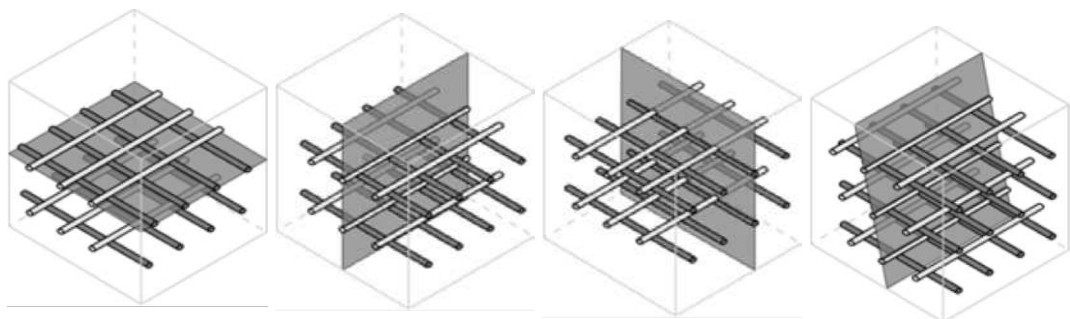


Figure 3-Yarns & fabrics can constitute weak planes in any spatial direction

This paper presents an experimental study with TRC loaded in compression perpendicular and parallel to the reinforcement plane (in-plane and out-of-plane loading). The aim of this study is to evaluate the load bearing behavior of TRC in compression under consideration of possible weak planes due to the presence of closely spaced layers of continuous reinforcements.

1-MATERIALS & METHODS

1.1-Materials

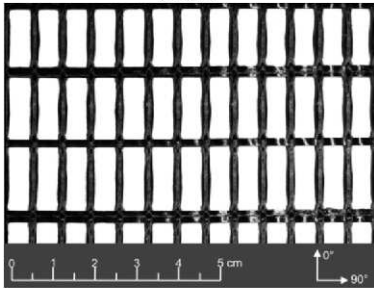
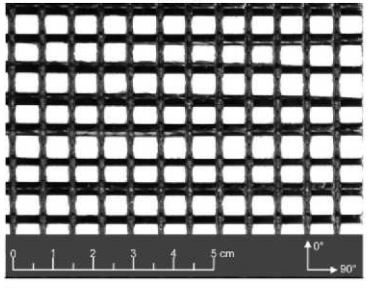
Concrete

A fine grained concrete with an aggregate size of 1 mm based on a ready to use dry mixture has been used to produce the TRC specimens. The mixture contains a type I cement, fly ash, micro silica as binder, silica sand as aggregate and superplasticizer to reduce water demand and to achieve high compressive strength. The water-binder-ratio was app. 0.3. Compression strength was 85 MPa (mean), bending tensile strength 6.9 MPa (mean) according to EN 1015-11. Young's modulus has not been tested.

Textile Reinforcement

Two different stitch bonded fabrics with different effective areas $A_{t,eff}$ has been used, see . Both were made from carbon multi-filament yarns with a linear density of 800 tex (12k fiber), which is equivalent to a cross section $A_{f1} = 0.45 \text{ mm}^2$, Young's modulus of $E_f = 214 \text{ GPA}$ (mean), tensile strength $f_t = 2695 \text{ MPa}$ (mean) and failure strain of $\epsilon_{fu} = 1.56 \%$. Fabric 7×7 is almost symmetric; Fabric 18×7 has less weft fibers and therefore higher effective area $A_{t,eff}$. Effective Area $A_{t,eff}$ given in was calculated from average fiber dimension measured with ruler and magnifying glass.

Table 1: Fabric specification

| Parameter | Fabric 18×7 | Fabric 7×7 |
|-----------------------------|---|--|
| spacing warp (90°) | 7.2 mm | 7.2 mm |
| spacing weft (0°) | 18 mm | 7.2 mm |
| weight per unit area | 203 g/m ² | 274 g/m ² |
| effective Area $A_{t,eff}$ | 0.629 | 0.484 |
| |  |  |

2.2-Testing Method

Specimen—dimensions and production

Cubic specimens with dimensions of 40 mm \times 40 mm \times 40 mm where used in this study. In order to accurately place the reinforcement layers inside the cubes, slabs of 0.6 m \times 0.6 m \times 0.04 m where produced in a hand lay-up process. Depending on the layer spacing and number of reinforcement layers to be achieved, alternating layers of fresh concrete with defined thickness and textile reinforcement where placed in a steel formwork with height adjustable frames. No additional compaction was applied due to the risk of buoying upwards of the textile reinforcement, whose specific weight is below fresh concrete.

The fresh slabs where covered with moist clothes and plastic sheets after onset of setting. The slabs were removed from the formwork when hardened for 3 days and placed under water at room

temperature until aged 7 days. Then they were stored under normal room climate conditions (app. 20 °C, 50 % r.h.). Some days before testing cubes were cut from the slabs using a water cooled diamond saw. Opposite surfaces to be loaded were grinded plane-parallel using special water cooled grinding machine.

Test Setup & Measurements

Experiments were conducted on 40 mm cubes. Usually massive steel plates are used for load transfer. Since they restrain transverse deformation, compression perpendicular to loading direction is induced. This 3-axial stress state leads to higher ultimate stresses, which is considered afterwards by correction factors. This was not acceptable for the intended tests because we wanted to study expected failure due to weaknesses in transverse direction. We used therefore special load brushes (Figure 4) to prevent transverse constraints and guarantee pure uni-axial compression stresses inside the specimens. Load brushes proved to reliably lead to uni-axial compression by CURBACH ET AL. [14].

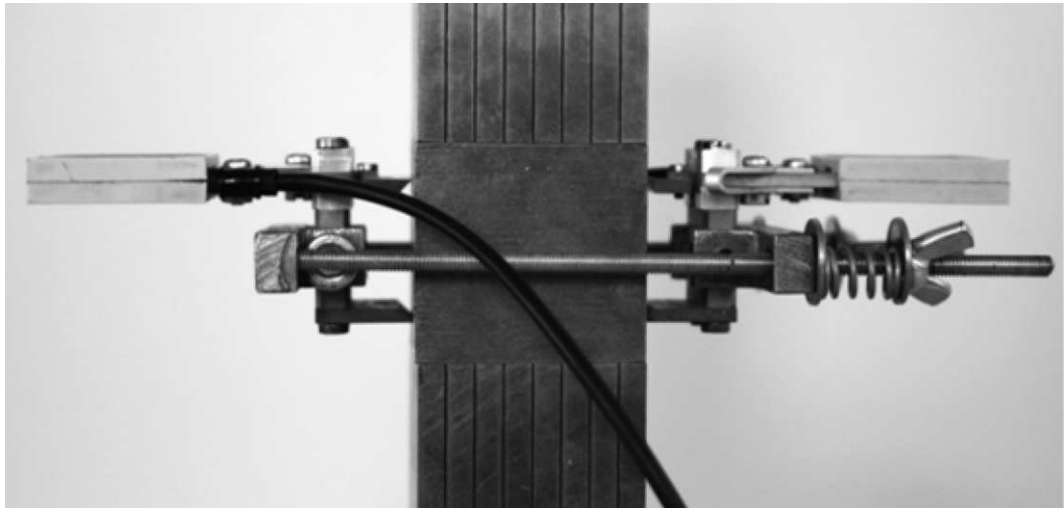


Figure 4-Test setup for uni-axial compression on 40 mm cubes with load brushes and clip-on extensometer

During loading the following data were measured: compression load via load cell, crosshead displacement, longitudinal displacement between lower and upper load brush using 5 mm LVDT, longitudinal cube deformations using a clip-on extensometer with 30 mm gauge length (Figure 4), transverse cube deformation with an LVDT based extensometer (selected specimens). From these measurements we derived stress-strain-diagrams for longitudinal and transverse strains.

Test Program

The test program comprised the following parameters in selected combinations:

- Unreinforced specimens (reference)
- Two different effective areas (fabric 18×7 & fabric 7×7);
- Number of fabric layers = 4 / 9 / 19 (layer spacing 8 / 4 / 2 mm);
- Systematic horizontal displacement of $\frac{1}{2}$ warp spacing (3.6 mm);
- Loading direction parallel (in-plane) & perpendicular (out-of-plane) to fabric plane;

The reference specimens have also been manufactured by layer wise lamination and were tested parallel & perpendicular (in-plane and out-of-plane) to distinguish between influence from laminated manufacturing and from fabric presence in reinforced specimens.

1-RESULTS & DISCUSSION

1.1-In-plane loading

shows response for reference cubes (without fabrics) tested parallel and perpendicular to the layered structure imposed by manufacturing. Tests parallel to the laminated structure show a 20 % decrease of compressive strength and an almost linear behavior. The latter is typical for fine grained mixtures. For further evaluations respective references from in-plane and out-of-plane loading are used.

The impact of an increasing fabric number oriented parallel to loading (in-plane loading) is shown in . Most remarkable is a dedicated reduction of the first cracking stress at the end of the linear-elastic part of app. 20 %. No significant difference for different reinforcing ratios can be recognized. Specimens with 19 fabric planes (2 mm spacing of fabric planes) show only minor cracking stress reduction. Cracks generally appear at the position of one of the fabric layers. A comparison of all specimens tested in this study in shows that this influence may become significant but is not strongly correlated with the number of fabric layers. It seems that displacement of individual layers (fabrics in different layers lay not congruent) is a major contributor. An explanation for that behavior has not yet been found. Additional deviation stresses may be part of that explanation. proves that cracks appear exactly and exclusively at the position of the fabric layers.

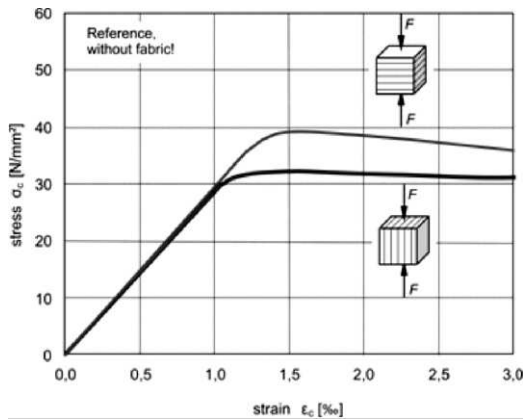


Figure 5-Stress-strain-relation for unreinforced specimens (typical examples)

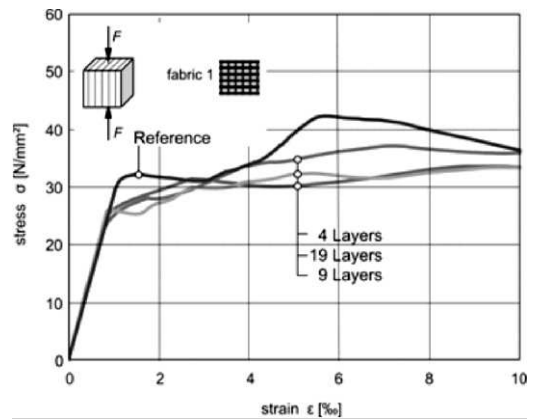


Figure 6-Stress-strain-relation for in fabric plane loading (typical examples)

3.2-Out-of-plane loading

Stress-strain-behavior is completely different when TRC is loaded perpendicular to fabric planes (out-of-plane loading), see . Stress-strain-curves show distinct non-linearities. The stress-strain-curves begin with an almost linear raise until load parallel cracks occur. In this section of stress-strain-relation there is a strong dependency between specimens stiffness and fiber volume fraction as detailed in . Following the mixed material approach, stiffness should decline with fiber volume content, which means we should see a 6 % stiffness decline with 6 % fibers per volume. But the reduction observable in is almost 2/3. This effect has to be studied in more detail.

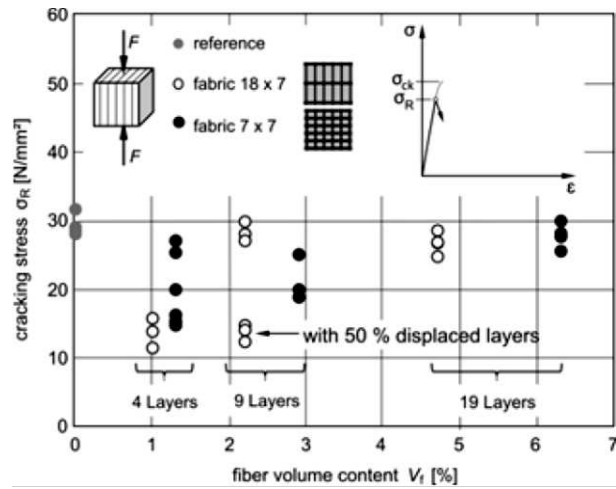


Figure 7-First cracking stress vs. fiber volume content for in fabric plane loading



Figure 8-Cracking pattern of a specimen with 4 layers under in plane loading

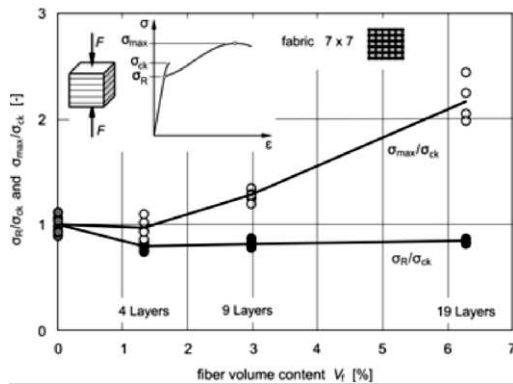


Figure 9-Stress-strain-relation for normal to fabric plane loading (typical examples)

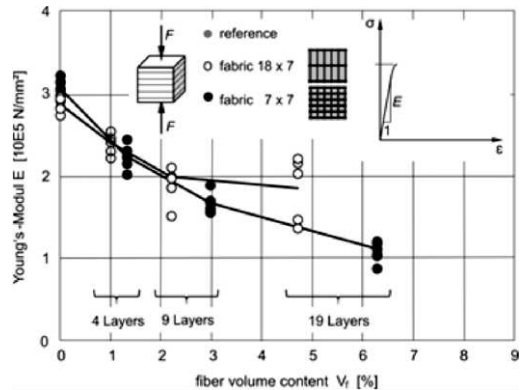


Figure 10-Young's-Modulus vs. fiber volume content for normal to fabric plane loading

Another interesting point is that after first cracking took place, load can be increased significantly with increasing fiber content (Figure 11). Ultimate load can be app. 200 % of uni-axial compressive strength, although the longitudinal strains (and also transverse strains) are quite large. It is not obvious whether this behavior can be valuable in a practical application. With fabric 18 x 7 (not shown in the diagrams) the increase of ultimate load is only about 10 %. Obviously, fabrics act as confinement for the concrete but have to be arranged symmetrically in both directions to fully utilize this effect.

Figure 11 also includes the first cracking stress for out of plane loading in normalized form. The data confirm the effect known from in-plane loading: The presence of fabrics reduces first cracking stress but there is no strong correlation to the amount of fabric layers. Again cracking follows the position of the horizontal yarns. Figure 12 shows a cracking pattern example for out-of-plane loading after passing ultimate load. Vertical cracks still follow the position of horizontal yarns but are difficult to identify due to the heavy damage in vertical direction. It can be seen that parts of the specimen at vertical surfaces popped out of the vertical plane. This is related to buckling of vertical slices during loading that have separated from the bulk concrete due to vertical cracks at horizontal reinforcement.

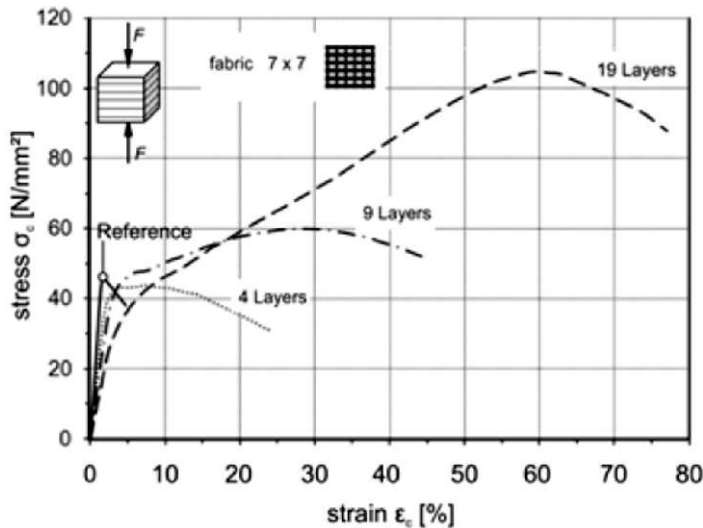


Figure 11-Cracking load and ultimate load vs. fiber volume content for normal to fabric plane loading



Figure 12-Cracking pattern example for specimens with out of plane loading

4-SUMMARY & CONCLUSIONS

The delamination failure at fabric planes is a TRC specific failure mode and according to ORTLEPP [] strongly correlated with the area between fibers in the fabric plane filled with concrete, described with the parameter effective area $A_{c,eff}$. We have carried out an experimental study to show how this potential weakness in tension normal to fabric planes influence the behavior of TRC under compression load. Two different fabrics—symmetric and asymmetric—with different $A_{c,eff}$ have been used. The compression tests have been conducted on 40 mm TRC cubes loaded in-plane and out-of-plane related to the fabric plane orientation. Special load brushes were used to ensure uni-axial compression without any restrains at the loading plates. The main findings of this study were as follows:

- Tests with unreinforced but laminated specimens with respect to the orientation of the layered concrete structure show that the strength for in-plane loading is app. 10 % lower than for out-of-plane loading.

- In any case with fabrics present failure is triggered by cracking transverse to loading direction with cracks appearing precisely at fabric planes, or planes defined by closely spaced yarns from different fabric planes respectively.

- For in-plane loading (parallel to the reinforcement layers) presence of fabrics leads to a general strength reduction of 10 % or more. There is no direct correlation to the number of fabric. The congruent arrangements of parallel yarns in adjacent fabric layers seem to have more importance. Compressive strength reduction can be up to 40 %.

- For out-of-plane loading (perpendicular to reinforcement layers) first cracking stress is influenced to the same amount as for in-plane loading. But thereafter load can be increased to up to 200% of concrete compressive strength. Transverse reinforcement then acts as confinement and activates a three-axial stress-state. This effect is most pronounced with symmetric reinforcement transverse to loading direction. Because this pronounced strength increase is connected with very large longitudinal strain of more than 10-fold compressive failure strain of concrete it is not yet clear whether this is of interest for practical applications.

- The longitudinal stiffness can be reduced by 2/3 for out-of-plane loading. For in-plane loading there was no evidence of such dramatic reduction. There is no approved explanation for this behavior so far. This first study on TRC under compressive loading proved that potential weak planes due to presence of fabric layers and densely spaced parallel yarns of adjacent layers significantly influence the stress-strain-behavior. Small cubes loaded with special load-brushes have proved as an adequate method to study TRC under tension because they allow testing of TRC specimens with usual dimensions without restraining transverse deformations. The goal of further research is to clearly explain the observed effects and develop models to consider them in the design process.

2-ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to acknowledge the support of the FMFA Cottbus and the Faculty of Architecture, Civil Engineering and Urban Design for running the experiments, Pagel Spezialbetone, Germany and SGL Carbon, Germany for material supply, and the Institute for Concrete Structures of Dresden University of Technology headed by Prof. Manfred Curbach for general support with testing equipment. The authors are grateful to Mr. Michael Petke and Mr. Sven During for their assistance during experiments and data evaluation.

3-REFERENCES

- 1-Antoine E. Naaman, Ferrocement & Laminated Cementitious Composites. Techno Press 3000, 2000, 372 pp.
- 2-Manfred Curbach. Silvio Weiland. Harald Michler, Textile Reinforced Concrete – the Bridge between the Textile Industry and the Construction Sector. The Textile Journal 125 (2008) pp. 58-69.
- 3-B. Wulforst. Thomas Bischoff. Peter Offermann. Gerd Franzke. H. Fuchs. A.-M. Bartl. M. Curbach. R. Hempel. W. Weiser, U. Pachow, Textile Reinforced concrete Facade Elements? An Investigation to

Optimize Concrete Composite Technologies. In: 43rd International SAMPE Symposium, Anaheim, California, 1998, pp. 1790-1801

4-Josef Hegger. Christoph Kulas, H. N. Schneider. Wolfgang. Brameshuber. Marcus Hinzen. Michael Raupach. Till Büttner, TRC pedestrian bridge—Design, load-bearing behavior and production processes of a slender and light-weight construction. In: 2nd ICTRC—Textile Reinforced Concrete. Proceedings of the International RILEM Conference on Material Science (MatSci), ed. by Wolfgang Brameshuber, Vol. 1. Aachen, 06.-08.09.2010. pp. 353-364.

5-Josef Hegger. Michael Horstmann, Light-weight TRC sandwich building envelopes. In: Excellence in concrete construction through innovation; ed. by M. C. Limbachiya and H. Y. Kew, 2009, pp. 187-194.

6-Enrico Lorenz. Frank Schladitz. Frank Jesse. Manfred Curbach, Strengthening of a Barrel Shell with Textile Reinforced Concrete – Part II: Practical Experience. In: Proceedings of the ACI 2010 Spring Convention, Chicago, 21.-25.03.2010. ed. by Corina-Maria Aldea, 2010.

7-Frank Jesse. Silvio Weiland. Manfred Curbach, Flexural strengthening of RC-structures with textile reinforced concrete. In: Textile Reinforced Concrete (TRC) – German/International Experience. Proceedings of ACI Fall Convention. Kansas City, November 2005, ACI, ed. by Ashish Dubey, 2008.

8-Silvio Weiland. Enrico Lorenz. Christoph Hankers. Dirk Matzdorff, Flexural Strengthening of RC-Structures by Textile Reinforced Concrete in Practical Application. In: Proceedings of Concrete Solutions: "4th international Conference on Concrete Repair", Dresden, Germany, 26-28 September. ed. by M. Grantham. V. Mechtcherine. U. Schneck, Balkema CRC Press, 2011, pp. 783-787.

9-Matthias Molter, Zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton (On the Load Bearing Behavior of TRC). PhD-Thesis, Fakultät Bauingenieurwesen, RWTH Aachen, 2005.

10-Frank Jesse, Tragverhalten von Filamentgarnen in zementgebundener Matrix (Load Bearing Behavior of Filament Yarns in Cementitious Matrices). PhD-Thesis, Fakultät Bauingenieurwesen, Technischen Universität Dresden, 2004.

11-Stefan Voss, Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von Textilbewehrtem Beton (Engineering Models on the Load Bearing Behavior of TRC). PhD-Thesis, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Fakultät Bauingenieurwesen, 2008.

12-Frank Schladitz. Manfred Curbach, Torsion tests on textile-reinforced concrete strengthened specimens. Materials and Structures (2011) – online first, doi:10.1617/s11527-011-9746-5.

13-Anett Brückner. Regine Ortlepp. Manfred Curbach, Anchoring of shear strengthening for T-beams made of TRC. Materials and Structures 41 (2008) 2, pp. 407-418.

14-Torsten Hampel. Kerstin Speck. Silke Scheerer. Robert Ritter. Manfred Curbach, High Performance Concrete under Biaxial and Triaxial Loads. ASCE Journal of Engineering Mechanics 135 (2009) 11, pp. 1274-1280.